

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2017-2018

Projet de Fin d'Etude

Département Génie Civil

Option : Bâtiments, Ponts et Chaussées

AIT JEDDI Jamila

Etude comparative des différents types de planchers et développement d'une application basée sur la méthode d'analyse multicritère

Projet réalisé au sein de TGCC

MARRAKECH

Février-Juin 2018

<u>Soutenance prévue le 12.06.2018 devant le jury composé de :</u>

Présidente du jury	:	Pr. MOUSTACHI
Encadrants à l'EMI	:	Pr. CHERRADI
		Mme. El BRAHMI
Encadrant à TGCC	:	M. El QOUMARI

Dédicaces



<u>*Avec tout respect et amour je dédie cet humble travail :*</u>

A ma maman chérie, les mots ne me suffiront guère pour te remercier d'avoir ancré en moi toutes les valeurs qui font de moi la fille que je suis devenue.

A mon cher papa ,merci de m'avoir entourée de ton affection, d'avoir cru en moi et à mes compétences et de m'avoir toujours encouragée à relever de nouveaux défis.

A mes anges, mes chères petites sœurs, je vous remercie pour tous les moments de joie et d'amour partagés et je vous souhaite du bonheur, de la prospérité et du succès dans vos vies.

Aux deux familles Ben Bella et Ait Jeddi, je vous remercie pour tout le soutien dont j'ai eu la chance de bénéficier durant toute ma vie.

A mes chers amis, merci énormément pour votre soutien qui m'était crucial pour l'atteinte de mes objectifs, comme je vous suis reconnaissante pour tous les moments agréables passés ensemble , pour la fraternité et l'amour qui nous lient et lieront pour toujours Inshallah.

AIT JEDDI Jamila

Remerciements

Ce projet de fin d'études est le fruit conjugué de plusieurs personnes dont le conseil et l'encadrement m'ont été profitables, ainsi se présente l'occasion de les remercier.

Tout d'abord, mes remerciements les plus sincères sont adressés à mon professeur et mon encadrant interne M. CHERRADI, pour sa disponibilité permanente, sa compréhension, ses conseils et ses remarques qui m'ont été d'une aide précieuse.

Je tiens à exprimer chaleureusement ma gratitude et mes remerciements à mon encadrant externe M. EL QOUMARI , directeur régional de la zone sud à TGCC, qui a consacré de son temps pour suivre de près mon travail et de m'avoir comblée de conseils judicieux et de directives qui m'étaient et me seront énormément utiles.

Je formule également mes vifs remerciements aux chefs de projets M. CHAFFAI, M. LAHBABI , M. AMDY , M. BOUAABIDI , au directeur LAHLOU et aux ingénieurs d'études ainsi que tout le personnel sur M Avenue, Prestigia A7 et Ritz-Carlton pour leur aide précieuse.

Enfin, je remercie les membres du jury qui ont accepté de juger mon humble travail et tous mes professeurs au département Génie Civil pour leur encadrement et leur assistance durant mon cursus à l'EMI.

Résumé :

Le présent mémoire propose une étude comparative des différentes solutions planchers qui sera faite principalement au niveau des performances ,de l'exécution et du coût . Les variantes choisies sont : la dalle pleine , le plancher à prédalles , le plancher poutrelles-hourdis , la dalle alvéolaire, la dalle précontrainte par post-tension et la dalle réticulée.

Afin d'avoir une étude bien structurée et systématique , le mémoire commence par des généralités sur le projet et sur les procédés généraux d'installation et préparation du chantier. Ceci est suivi par un volet détaillant les principes de pré-dimensionnement, de dimensionnement et de mise en œuvre sur chantier des différents éléments de la structure à partir des fondations jusqu'aux poutres. Ce volet est fait en se référant au BAEL 1991 R1999 pour les éléments en béton armé, le RPS pour les vérifications au séisme.

Les types de planchers faisant objet de notre étude sont détaillés dans le chapitre suivant , avec des généralités, le pré-dimensionnement en se référant aux BAEL1991 R 1999 , BPEL et aux CPT Planchers 2 et 3, .Ainsi que leurs exécution sur chantier en détaillant les méthodes et matériels utilisés pour le coffrage pour chaque type.

Ensuite, sont détaillés des critères auxquels doivent satisfaire les planchers et sur la lumière desquels sera faite notre comparaison, tels que : l'isolation acoustique, l'isolation thermique et la résistance au feu.

Pour avoir une comparaison complète nous avons modélisé le joint choisi sur ROBOT STRUCTURAL ANALSYS pour les variantes en béton armé (dalle pleine, plancher poutrelles-hourdis) et sur CYPECAD pour les variantes en béton précontraint (dalle alvéolaire, dalle en post-tension) et la dalle réticulée ,les données concernant la variante en prédalle en béton précontraint ont été fournies par SADET.

En dernier lieu, nous avons élaboré une synthèse sur les méthodes d'analyse multicritère et nous avons développé une application en VBA pour la comparaison entre les planchers basée sur l'une de ces méthodes.

Abstract :

This thesis offers a comparative analysis of multiple flooring solutions for the same structure, the comparison deals mainly with the performances, execution and the cost. The chosen variants are : the solid slab, the floor plate, floor beam-floor brick, the hollow core slab, the prestressed slab with post tension and the waffle slab.

For a well structured and systematic study, the thesis starts with generalities about the project and the general processes for installing and preparing the construction field. Things will be followed by a detailed chapter about the bases of presizing, the sizing and the implementation in situ of the structure multiple elements from the foundations till the beams. This chapter is based on BAEL 1991 R1999 for the reinforced concrete elements, and the RPS for earthquake verifications.

The types of floor slab we deal with are detailed in the next chapter, it comes with generalities, presizing based on BAEL 1991 R1999, BPL and CPT Flooring 2 and 3. The execution of the floor slab types on the construction site is also treated in this chapter with more details about the methods and the materials used for the formwork of every single floor slab.

In the next chapter we will treat with details of criteria that must satisfied, that are : acoustical insulation, thermal insulation and fire resistance, low cost .

For a complete comparison, the chosen joint was modeled on ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS for the reinforced concrete variants (Solid slab, floor beam-floor brick) and on CYPECAD for the prestressed concrete (Hollow core slab, slab with post tension) and the waffle slab. The prestressed slab was provided by SADET.

Finally, we have elaborated a summary of the multicriterion analysis methods and developed a VBA app for comparing the floorings based on one of those methods .

ملخص:

يقدم هذا التقرير في طياته مقارنة بين عدة أنواع من الأرضيات المستعملة في البناء ، و ترتكز هذه المقارنة على عوامل الفعالية ، التنفيذ و التكلفة. و ستهتم هذه المقارنة بدراسة: البلاطة الصلبة، الألواح الأرضية، البلاطة السنخية، البلاطة مسبقة الإجهاد...

سنستهل هذا العمل بتقديم عام للمشروع و سبل تحضير موقع ورشة البناء ثم سنتطرق لكيفية التحجيم و التحقق من مختلف مكونات هيكل مشروعنا حسب القوانين الجاري بها العمل في المغرب.

يتعلق الباب الموالي من هذا التقرير بتفصيل دراسة تحجيم مختلف أنواع الأرضيات المستعملة في مشروعنا حسب تعليمات BAEL1991، BPEL و كذا طريقة إنجازها و كيفية صب الخرسانة. ثم سنتطرق لعوامل أخرى وجب أخذها بعين الاعتبار ألا و هي العزل السمعي و الحراري و مقاومة النار.

بغية التأكد من النتائج المتحصل عليها، سوف نقوم بتمثيل الأرضيات الخرسانية المسلحة باستعمال برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALSYS و الأرضيات الخرسانية مسبقة الإجهاد باستعمال برنامج CYPECAD.

في الختام، قمنا بإنجاز تطبيق VBA يساعد على التحليل متعدد المعايير من أجل اختيار الأرضية المناسبة للاستعمال.

Liste des figures :

Liste des tableaux :

Introduction :

Etant un pays jouissant des conditions géographiques intéressantes et politiquement stable , le Maroc est devenu une destination principale de grands investisseurs à l'échelle nationale et internationale , donnant ainsi naissance à des projets de grande envergure sur la totalité du territoire visant à améliorer la qualité de vie et à promouvoir le développement et l'économie du pays . Le lancement de ces nouveaux projets présentent un défi pour les professionnels du BTP qui doivent introduire de nouvelles méthodes de construction et à opter pour le choix optimal.

Ayant des caractéristiques diverses d'un type à un autre, contrairement aux éléments verticaux d'une structure en béton, les planchers représentent le critère principal tranchant dans le choix de la structure, remplissant les exigences fonctionnelles , structurelles et satisfaisant l'aspect architectural et les préférences du maître d'ouvrage.

Ainsi, ma mission au sein de l'entreprise de construction TGCC était d'établir une étude comparative complète entre six types de planchers : la dalle pleine , le plancher à prédalles , le plancher poutrelles-hourdis, la dalle alvéolaire , la dalle en béton précontraint par post-tension et la dalle réticulée.

Le traitement du sujet nécessite de présenter d'abord les différents éléments d'une structure en béton tout en élaborant les principes de pré dimensionnement , dimensionnement et exécution sur chantier . Ensuite, seront détaillées les variantes faisant objet de notre étude , en précisant la particularité de chacune, ses avantages et inconvénients. Le chapitre suivant servira pour définir les différents critères qui formeront la base de la comparaison , notamment les performances vis-à-vis à l'isolation phonique, thermique , la résistance au feu ,en plus de leur facilité d'exécution sur chantier, le coffrage et une estimation budgétaire .

Par la suite, un joint exemple a été pris pour l'application de l'étude comparative , en se servant des logiciels Robot Structural Analysis et CYPECAD sur lesquels a été faites la modélisation des variantes.

Afin d'effectuer le choix final de la solution à adopter, on a choisi de consacrer le dernier chapitre à une synthèse sur les méthodes mathématiques de l'analyse multicritère, et on a développé une application sur VBA à la lumière de l'une de ces méthodes, dont le choix est justifié.

CHAPITRE I :

PRESENTATION

&

CADRE GENERAL DU PROJET

1-Présentation de M Avenue :

FIGURE 1: LOCALISATION DU PROJET M

L'avenue M, dont l'ouverture est prévue pour la fin de l'année 2019, est une nouvelle **«avenue du jardin»** de 500 mètres de long située au cœur de Marrakech. Ce développement unique qui est adjacent au Four Seasons Resort Marrakech va créer un nouveau centre-ville qui revitalisera la ville et offrira un mélange innovant de propriétés comprenant:

- Résidences privées Four Seasons
- L'hôtel Pestana CR7
- Magasins
- Restaurants & Cafés
- Offices
- Galeries d'art et lieux d'exposition.

La vision est de devenir une **destination de style de vie internationale** pour le design, la mode, la nourriture, les loisirs et la culture. La "Garden Avenue" de 500 mètres de long est idéalement située au cœur de Marrakech et **relie le Palais des Congrès** du Boulevard Mohamed VI **aux jardins de la Ménara** .

M Avenue allie le style "oriental" et la modernité dans une succession harmonieuse d'ambiances raffinées avec des jardins paysagers, des places ombragées, des ruelles, des terrasses et des boutiques ... ponctuées d'éléments signatures. M Avenue cherche à **devenir une attraction majeure à Marrakech** .

M Avenue en chiffre :

- Une zone de cinq hectares adjacente à Four Seasons Resort Marrakech
- 17 000 m2 de commerces, restaurants, cafés et galeries.
- 168 clés d'hôtel.
- 92 résidences privées Four Seasons.
- 62 M Résidences.
- 4 500 m2 de bureaux.
- 3,000 m2 Culture Centre.
- 1500 m2 dédiés à la santé et au bien-être.
- 10.000 m2 de jardins et d'espaces paysagers.

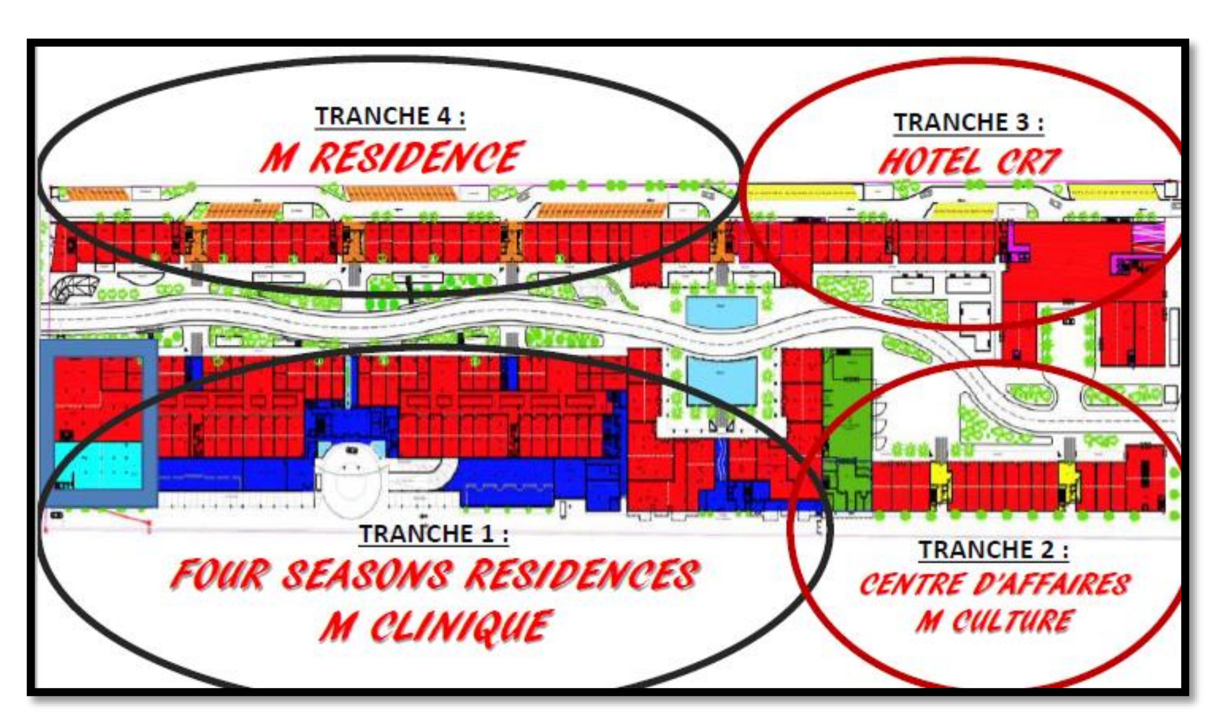


FIGURE 2 : LES TRANCHES DU PROJET M AVENUE

Tranche	Surface totale /tranche (m²)	Surface totale (m²)
Tranche 1	**45 378.77**	**108 9893.34**
Tranche 2	**10 550.94**	
Tranche 3	**27 314.51**	
Tranche 4	**25 745.12**	

TABLEAU 1: SURFACES DES TRANCHES

2-Présentation du Ritz Carlton et Complexe Golf City A7

2.1 Ritz Carlton (Jnane Amar) :

Un domaine vallonné de 50 hectares à seulement 20 minutes de Marrakech combine 85 Ritz-Carlton Residences avec un hôtel Ritz-Carlton, un spa et un service de renom. Nichées parmi les palmiers et les jardins paysagers, les 85 résidences de huit styles distinctement uniques donnent sur les champs de polo luxuriants et les majestueuses montagnes de l'Atlas.Les résidences sont composées des hôtels villas (HV) et hôtels suites (HS).



FIGURE 3: RITZ CARLTON (JNANE AMAR)

2.2 Complexe Marrakech Golf City :

Marrakech Golf City est Situé sur la grande Avenue Mohammed VI, à proximité des infrastructures de transport aérien et ferroviaire. Les résidences luxueuses sont divisées en 9 lotissements allant de A1 à A9 . Prestigia est soutenu par groupe Addoha

Marrakech Golf City est l’incarnation d’un nouveau style de vie, grâce à un subtil mélange de tradition et de trame contemporaine, le programme est entouré également d'un golf 18 trous et disposé d’un club house avec prestigieux restaurants.

3-Cadre général du projet

3.1 Contraintes générales :

Dans la conception de toute structure porteuse, on prend en considération ce qui suit :

- **Contraintes architecturales** : Utilisation et aspect esthétique du bâtiment
- **Contraintes liées au site de construction** : Activité sismique , vitesse du vent , qualité du sol de fondation ..
- **Contraintes d'exécution** : disponibilité des matériaux , moyens des entreprises, qualification de la main d'œuvre
- **Contrainte économiques** : Moyens de financement et budget disponible

On s'intéresse principalement aux contraintes liées au site :

3.2 Données géotechniques :

Le maitre d'ouvrage « DOWNTOWN HOTEL CORPORATION sarl » a confié au Laboratoire d'Expertises d'Etudes et d'Essais « L3E » une étude géotechnique du projet « M AVENUE » extension FOUR SEASONS Marrakech.

3.2.1 Reconnaissance In-Situ :

- Exécution de 02 sondages carottés de 12m de profondeur ;

- Exécution dans les sondages des essais pressiométriques tous les 1,5 mètres de profondeur.

- Exécution de 10 sondages manuels de 5m de profondeur ;

3.2.2 Lithologie du site du projet :

L'examen des coupes lithologiques montre que le terrain du site du projet est constitué par une couverture de limon silteux, en dessous de cette couverture se trouvent un limon calcaire ou des alluvions sableuses.

Le laboratoire a également noté l'absence de la nappe phréatique. Ainsi, les fondations du projet seront hors de la nappe et compte tenu de la nature de l'assise, les fondations en béton armé ne nécessiteront aucune protection particulière.

3.2.3 Essais pressiomètriques :

Nous signalons que les caractéristiques pressiomètriques réelles : pression de fluage et pression limite n'ont pas été atteintes au niveau des formations quasi-rocheuses conglomérat, du fait que le pressiomètre ne peut développer une pression supérieur à 2.5MPa. En effet, pour des pressions élevées, la sonde de mesure constituée d'une membrane en caoutchouc risque d'éclater.

Les formations présentes sur le site se rangent dans les catégories des sols suivants :

- Limon calcaire encrouté catégorie du sol II (limon compact)
- Alluvions argileuses catégorie du sol III (sable et gravier)
- Conglomérat catégorie du sol III bis (sable et gravier très compacts)

3.2.4 Essais au laboratoire :

- Essais d'identification des sols ;

- Détermination du poids volumique γ(KN) *;*

- Limon silteux:
- Limon calcaire encrouté
- Alluvions argileuses

Type de fondations choisi :

D'après les résultats des reconnaissances, l'assise des fondations des bâtiments sera le **limon calcaire encrouté ou les alluvions argileuses**.
La nature et les caractéristiques mécaniques de ces terrains permettent d'envisager :

- **Des systèmes de fondations superficielles (semelles isolées ou filantes)**
- **Avec un ancrage de 1.00m par rapport au niveau des terrassements généraux**

3.3 *Sismicite regionale selon la RPS 2000 version 2011 :*

3.3.1 Accélérations et vitesses maximales du sol :

Selon les cartes des zones d'accélérations maximales au sol et des zones de vitesses maximales au sol, la zone d'étude se trouve :

- **Zone 3** d'accélérations maximales au sol.
- **Zone 2** des vitesses maximales au sol.

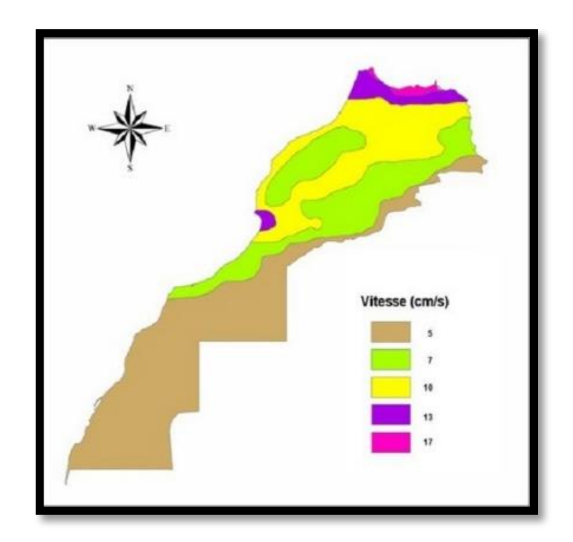


FIGURE 4: ZONES DE VITESSES MAXIMALES AU SOL

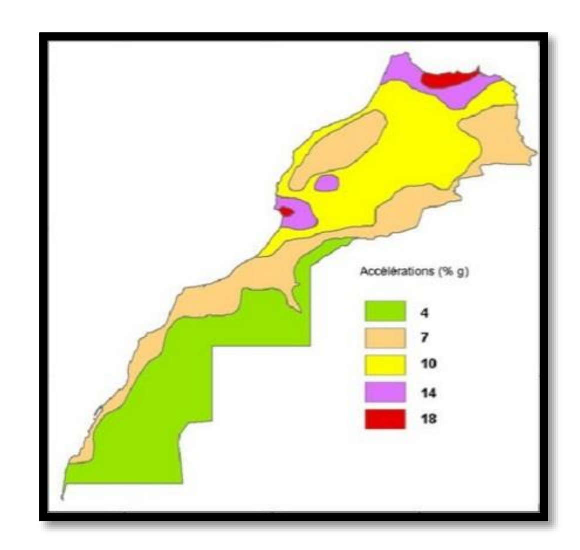


FIGURE 5 : ZONES D'ACCELERATIONS MAXIMALES AU SOL

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu dépend de la nature du sol traversé par l'onde sismique et des conditions géotechniques locales. Dans notre cas, le site étudié est caractérisé par un sol ferme, ce qui le classe en site type S2. Le coefficient d'influence correspondant est de 1.2

Sol d'assise	le limon calcaire encrouté ou les alluvions argileuses
Niveau d'assise moyen	-1 m par rapport au niveau des terrassements
Type de fondation	Superficielle : Semelles isolés et filantes
Contrainte du sol d'assise	**4.00 bars**
Données sismiques	**Zone 3** d'accélérations maximales **Zone 2** pour vitesses maximales

TABLEAU 2: SYNTHESE GEOTECHNIQUE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

CHAPITRE II :

GENERALITES

1- Installation et préparation du chantier

1.1 Définition:

Le plan d'installation de chantier (P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier, qui doivent être hors de surface de balayage des grues.
Son rôle est d'accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité et favoriser les communications entre les intervenants.
Il sert aussi à obtenir:

- les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de voie, etc., émanant des services techniques des mairies ou des préfectures de police,
- les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail.

1.2 Exemples des documents nécessaires :



ORDRE DE SERVICE N° 01

Intitulé de l'Affaire : M Avenue Marrakech : Aménagement d'une avenue commerciale et résidentielle de R+3 et sous-sol	Date : 14 Avril 2017

Marché 1 – Tranche 1 - Lot Gros œuvre Résidence Four Seasons de 96 appartements
Marché 2 – Tranche 1 - Lot Gros œuvre magasins, Restaurants et Immeuble de bien-être M CLINIC

PHASE : ☐ : APS ☐ :APD ☐ : DCE ☒ : EXE

Intervenant :
Entreprise Générale TGCC

L'entreprise **TGCC** est invitée à commencer les travaux de Gros Œuvre des marchés 1 & 2 de la Tranche 1 à partir du 14 Avril 2017.

Le délai contractuel de 9 mois commence à partir de cette date.

Entreprise TGCC — Downtown Hôtel Corporation

FIGURE 7: ORDRE DE SERVICE

رخصـــة بناء مجموعة سكنية
قرار عدد GU/15/224
إن رئيس جماعة مراكش

- بناء على الظهير الشريف رقم 1-15-85 الصادر في 20 رمضان 1436 الموافق 7 يوليوز 2015 بتنفيذ القانون التنظيمي رقم 14-113 المتعلق بالجماعات ؛
- بناء على القانون رقم 12.90 المتعلق بالتعمير، الصادر بتنفيذه الظهير الشريف رقم 1.92.31 بتاريخ 15 من ذي الحجة 1412 (17 يونيو 1992) ؛
- بناء على القانون رقم 25.90 المتعلق بالتجزئات العقارية و المجموعات السكنية و تقسيم العقارات، الصادر بتنفيذه الظهير الشريف رقم 1.92.7 بتاريخ 15 من ذي الحجة 1412 (17 يونيو 1992)؛
- وعلى المرسوم رقم 2.92.832 الصادر في 27 من ربيع الآخر 1414 (14 أكتوبر 1993) لتطبيق القانون رقم 12.90 المتعلق بالتعمير؛
- وعلى المرسوم رقم 2.92.833 الصادر في 25 من ربيع الآخر 1414 (12 أكتوبر 1993) لتطبيق القانون رقم 25.90 المتعلق بالتجزئات العقارية و المجموعات السكنية و تقسيم العقارات،
- وعلى المرسوم رقم 2.13.424 الصادر في 13 من رجب 1434 (24 ماي 2013) بالموافقة على ضابط البناء العام المحدد لشكل وشروط تسليم الرخص والوثائق المقررة بموجب النصوص التشريعية المتعلقة بالتعمير والتجزئات العقارية والمجموعات السكنية وتقسيم العقارات والنصوص الصادرة لتطبيقها ؛
- و بناء على القرار الجبائي المحلي عدد 06 بتاريخ 06 مايو 2008 المحدد للنسب وأسعار الضرائب والرسوم والحقوق والواجبات المستحقة لفائدة ميزانية الجماعة الحضرية لمراكش كما تم تعديله وتتميمه

- وبناء على الطلب الذي تقدم به السيد (ة) : Downtown Hotel Corporation rep/ Nabil Souny Slitine
-والمسجل بمكتب الضبط لرخص التعمير تحت عدد GU/15/224بتاريخ:16 ماي 2016
- واستنادا على محضر أشغال لجنة الدراسة المجتمعة بتاريخ :2016/06/08 تحت عدد 68/GU/17 و القاضي بالموافقة .

يقرر ما يلـــي :

الفصل الأول : يرخص للسيد (ة) : Downtown Hotel Corporation rep/ Nabil Souny Slitine
حسب طلبه (ها) والشروط المنصوص عليها في النصوص المذكورة أعلاه.
ب : بناء مجمع سكني تجاري وثقافي المرحلة I (الشطر 1 والشطر 2)

FIGURE 6: AUTORISATION DE CONSTRUCTION

…che 1 : résidence, magasins, clinique et restau…
…che 2 : résidence et magasins
…town Hôtel Corporation

- Situation du risque	: Marrakech
- Durée des travaux	: Dix huit (18) mois
- Date de début des travaux	: 17/04/2017
- Date de fin des travaux	: 16/10/2018, suivie de 24 mois de maintenance
- Montant du marché	: 129.210.161,47 DH HT - Tranche 1 : 82.439.222,59 DH HT - Tranche 4 : 46.770.938,88 DH HT

Cette police couvre, dès leur déchargement sur le site des travaux, tous les matériels et équipement faisant l'objet des marchés exécutés par **Société T.G.C.C** et ses sous-traitants contre tous dommages, pertes ou destruction survenant sur le site des travaux, y compris les dommages dus à l'incendie, aux explosions, vols, dégâts des eaux, à la foudre.

La présente Attestation est valable pour la période du **17 Avril 2017** au **16 Octobre 2020.**

Sous réserve du règlement de la prime, la présente attestation est délivrée au souscripteur à sa demande pour servir et valoir ce que de droit et ne peut excéder les termes de la police à laquelle elle se réfère.
Elle n'apporte aucune dérogation à la garantie de l'assureur telle qu'elle résulte des dispositions du contrat d'assurance auquel elle se réfère, elle n'annule en aucun cas les effets de toute suspension ou résiliation intervenue durant la période précitée conformément à la réglementation en vigueur.

Fait à Casablanca, le 12/04/2017

FIGURE 8: ASSURANCE

1.1. Localisation et fonctions des différents postes :

Matériel	Localisation	Fonctions
Engin de levage	L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage.	Manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre
Aire de préfabrication	Près des bâtiments à construire	Préfabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, prédalles non précontraintes…)
Aire de ferraillage	Proche des bâtiments à construire et de l'aire de préfabrication	Découper et façonner les armatures
Aire de stockage	Aire protégé du vol et proche des bâtiments	Stocker les matériaux ,éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation
Cantonnements	Hors l'aire de balayage des grues A proximité d'un accès du chantier	Accueillir le personnel du chantier et intervenants Favoriser les communications entre les intervenants.
Réseaux : eau , gaz, électricité ..	Enterrés ou aériens , à la périphérie des bâtiments Stockage eau	Alimenter les postes de travail Evacuer les eaux.
Clôture ou palissade	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier des voies publiques.

TABLEAU 3: DIFFERENTS POSTES DANS UN CHANTIER

Sur le M Avenue :

- ✓ 4 grues, dont 3 sont à tour et la 4e est à montage rapide pour la 1e phase.
- ✓ Des zones de stockages des prédalles , laine de verre , des agglos , du ciment …
- ✓ Des zones de ferraillage
- ✓ Pas de centrale à béton, le béton est assuré par le fournisseur Menara Prefa
- ✓ Des cantonnements pour le personnel
- ✓ Réseaux : eau, gaz, électricité …
- ✓ Clôture /palissade

1.2. *Plan d'installation du chantier*

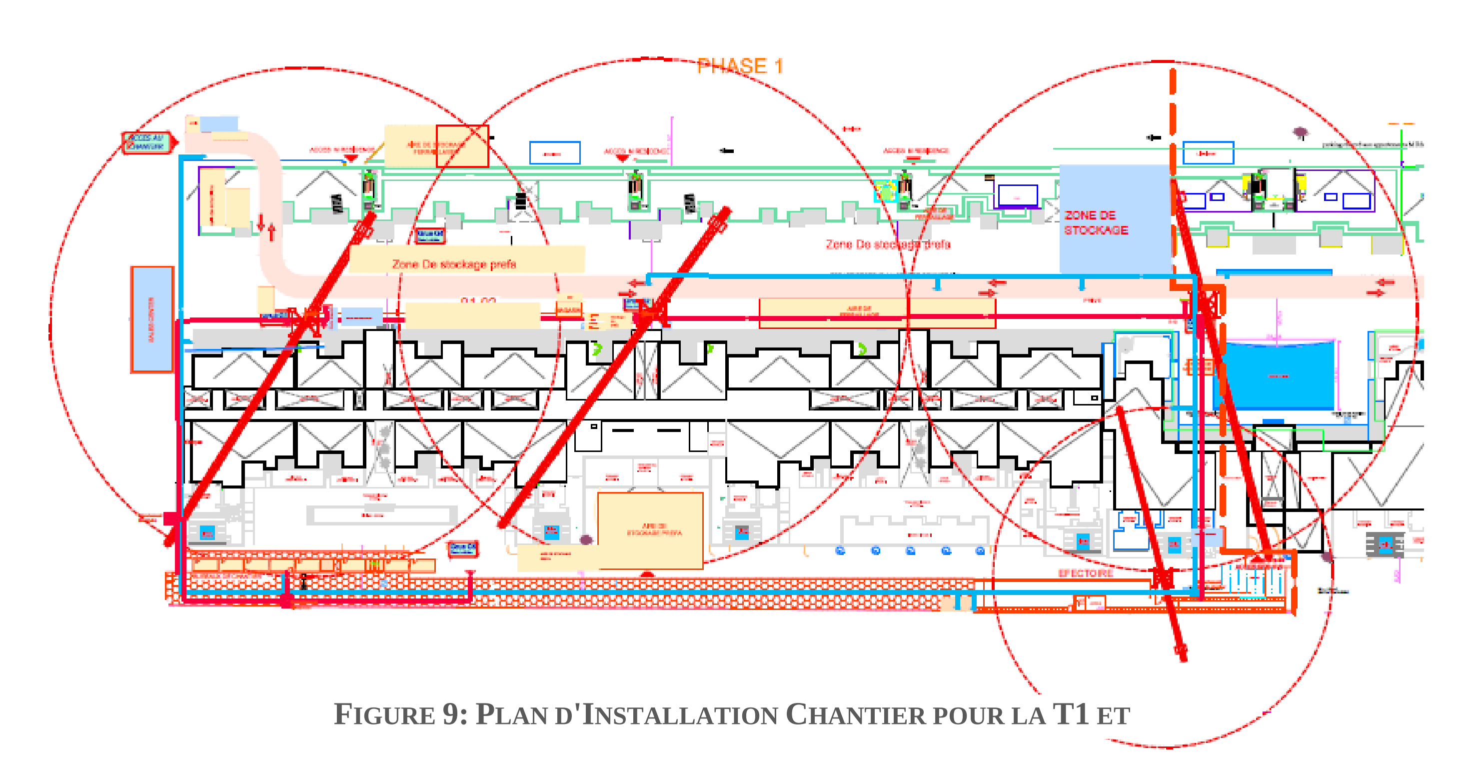


FIGURE 9: PLAN D'INSTALLATION CHANTIER POUR LA T1 ET

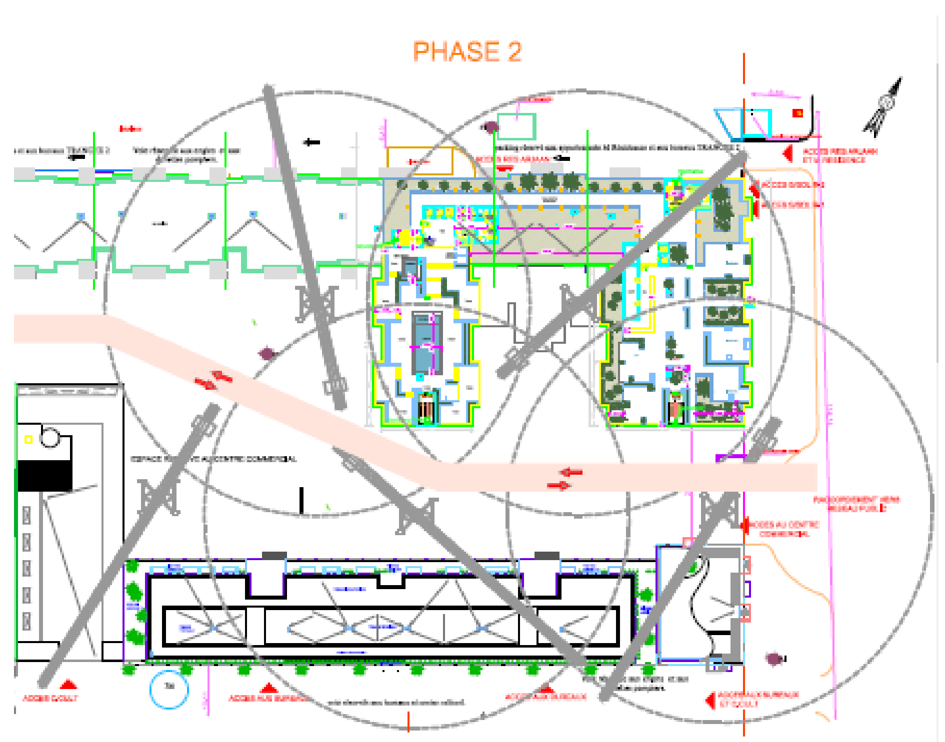


FIGURE 10: PLAN D'INSTALLATION CHANTIER POUR LA T2 ET T3

2-Matériel de levage (Etude de manutention) :

2.1 Définition :

Appareil de levage et de manutention réservé aux lourdes charges. Cet engin possède une charte qui définit clairement sa capacité de levage en rapport avec le rayon et l'angle de la flèche.

On s'intéresse particulièrement aux grues de chantier, elles se caractérisent essentiellement par une longue flèche en porte-à-faux, à laquelle la charge est suspendue, généralement au moyen d'un câble et d'une moufle (partie au bout des deux ou quatre câbles) ; cette flèche peut posséder plusieurs degré(s) de liberté par rapport au sol, afin de permettre le déplacement de la charge dans un plan horizontal. Par exemple :

- rotation autour d'un axe vertical ;
- rotation (limitée) autour d'un axe horizontal ;
- déplacement sur rails (la grue étant équipée de roues), généralement de façon rectiligne (translation).

2.2 Types de grues utilisés sur M Avenue :

2.2.1 Grue à tour

Une grue à tour est toujours constituée des éléments de structure suivants : un fût et une flèche. Elle est souvent caractérisée par une structure en treillis (quelques rares exceptions sur des petites grues à montage rapide).

Les grues à tour lèvent les charges au moyen d'un système de palan, le moufle inférieur étant muni d'un crochet, le supérieur étant solidaire de la structure (en général un chariot se déplace sur la flèche, sauf dans le cas des grues à flèche relevable où le moufle est fixe en bout de flèche). Le câble de levage est relié à un treuil.

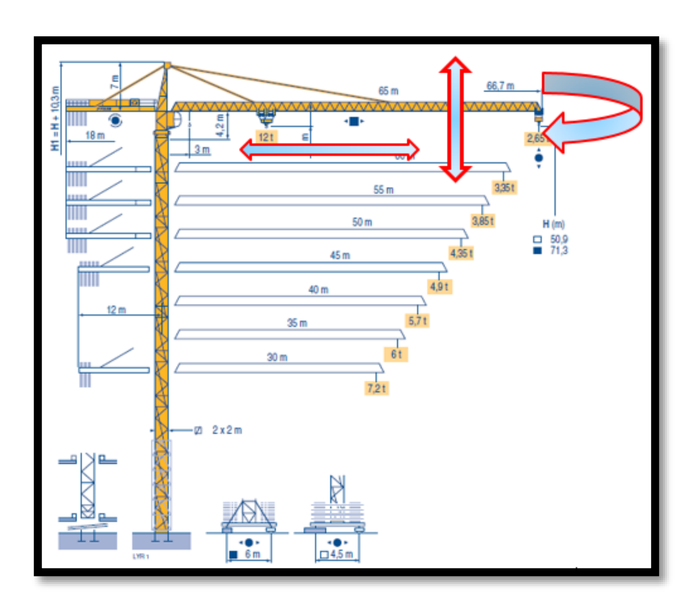


FIGURE 11: CARACTERISTIQUES D'UN MODELE DE GRUE A TOUR

Les mouvements effectués par la grue sont :

- le levage et la descente de la charge ;
- la distribution de la charge par déplacement du chariot sur la flèche ou la montée et descente de la flèche (cas des grues à flèche relevable) ;
- l'orientation

2.2.2 Grue à montage rapide (GMR) :

Les GMR sont livrées complètes ou semi-complètes et repliées, sur un châssis adapté pour le transport routier. Elles se plient et se déplient en quelques minutes, ou en quelques heures pour les anciens modèles. Contrairement aux grues à tour , leur orientation s'effectue à la base de l'appareil.

Les avantages des grues à montage rapide se retrouvent dans la vitesse du montage et les nombreuses possibilités d'utilisation.

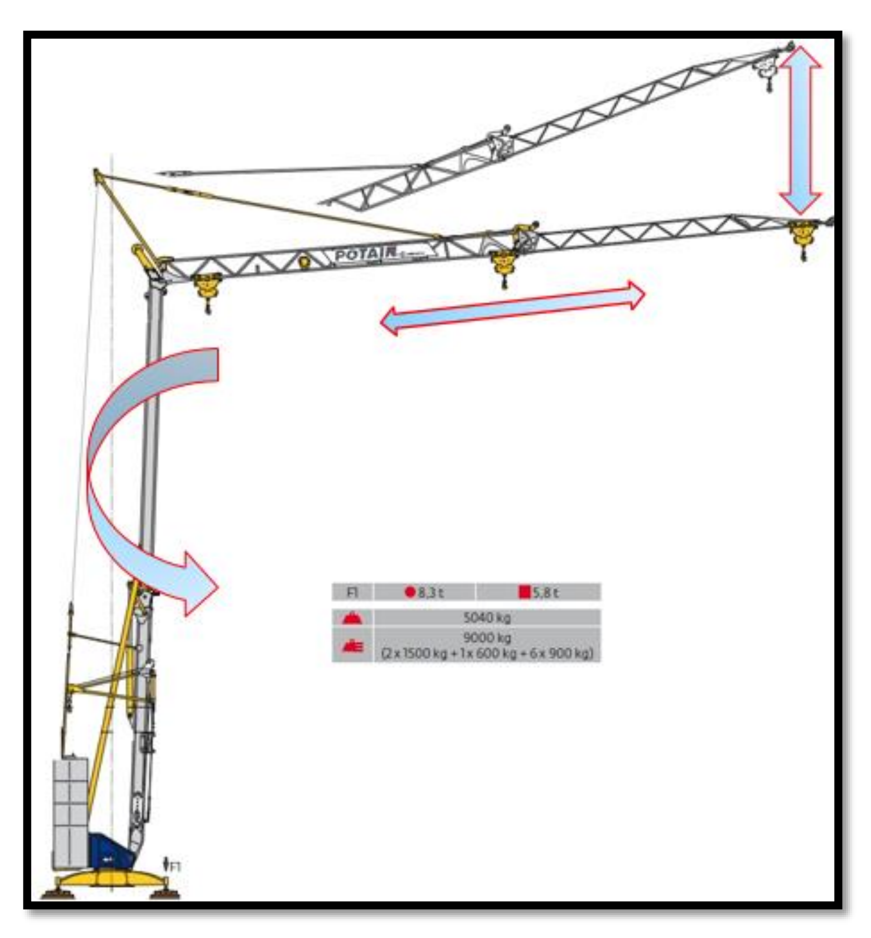


FIGURE 12: CARACTERISTIQUES D'UN MODELE DE GMR

2.3 Choix de la grue

Le choix de la grue doit être adapté au chantier , afin d'éviter des manœuvres supplémentaires à cause de ses limites sur sa capacité de levage et la flèche .

Caractéristiques d'une grue :

La hauteur sous crochet : (HSC) : C'est la distance verticale du travail, elle se mesure du crochet remonté au maximum jusqu'au sol. Il faut prendre en compte :

-La hauteur finie du bâtiment à construire

-La longueur des chaînes à utiliser

-La hauteur des charges à transporter

La portée : C'est la distance horizontale du travail. Elle se mesure entre l'axe de rotation de la grue et l'axe du crochet chariot en bout de flèche. Il faut prendre en compte :

- La surface du bâtiment à couvrir
- Les zones de stockage des matériels
- Les zones de déchargement des camions.

La charge maxi de la grue : C'est la plus lourde charge que la grue peut soulever à partir du pieds de flèche (portée minimale) jusqu'à la distance définie par le constructeur. Il faut prendre en compte:

- Les éléments les plus lourds à transporter sur le chantier,
- La distance à laquelle il faut amener ces charges.

La charge en bout d'une grue : C'est la plus lourde charge que la grue peut soulever et amener en bout de flèche.

Il faut prendre en compte les charges les plus lourdes qu'il faut amener à la portée maximale (coffrages, béton, éléments préfabriqués, divers matériaux et matériels.

La puissance d'une grue : C'est le résultat du poids de la charge maxi multiplié par sa portée, ce résultat s'exprime en mètre/tonne (m/t).

2.4 Emplacement des grues :

- L'installation des grues exige certaines précautions :
- L'atteinte des lieux vitaux du chantier : bétonnière , aire de stockage …
- Prévoir qu'en bout de la flèche , la charge maximale admissible corresponde aux éléments les plus lourds à mettre en œuvre.
- Aménager une aire correspondante à l'empattement de la grue .
- Prévoir au sol un espace libre minimal de 60 cm entre les obstacles fixes et la base de la grue
- S'assurer de la place nécessaire au montage et au démontage d'une alimentation électrique suffisante assurée par un coffret électrique de la grue.

Les limitateurs

Ils contrôlent les différents mouvements de la grue afin d'éviter tout risque d'accident de sécurité. Ainsi, on trouve :

- **Les limitateurs de charge** : Ils empêchent de dépasser la charge maximale soulevée par le brin.
- **Les limitateurs de moment** : Ils stoppent l'utilisation de la grue pour des valeurs supérieures à celles préconisées par le conducteur.
- **Les limitateurs de ralentissement** : Ils agissent en réduisant la vitesse du mouvement avant son arrêt
- **Les limitateurs de fin de course** :(Chariot, translation) ils stoppent le mouvement avant les butées mécaniques.

Distances de sécurité :

Un contrôle strict des interférences entre grues est assuré par des dispositifs installés sur chaque grue qui aident à gérer les interférences et permettent de choisir :

- L'arrêt automatique à l'entrée de la zone interdite de la grue la plus haute,
- L'accès alternatif ou séquentiel d'une des 2 grues dans la zone d'interférence,

Il indispensable qu'il y ait une gestion en mode poursuite et en temps réel de la position du câble de la grue la plus haute par rapport à un obstacle fixe et de la flèche ou de la contre flèche d'une grue survolée.

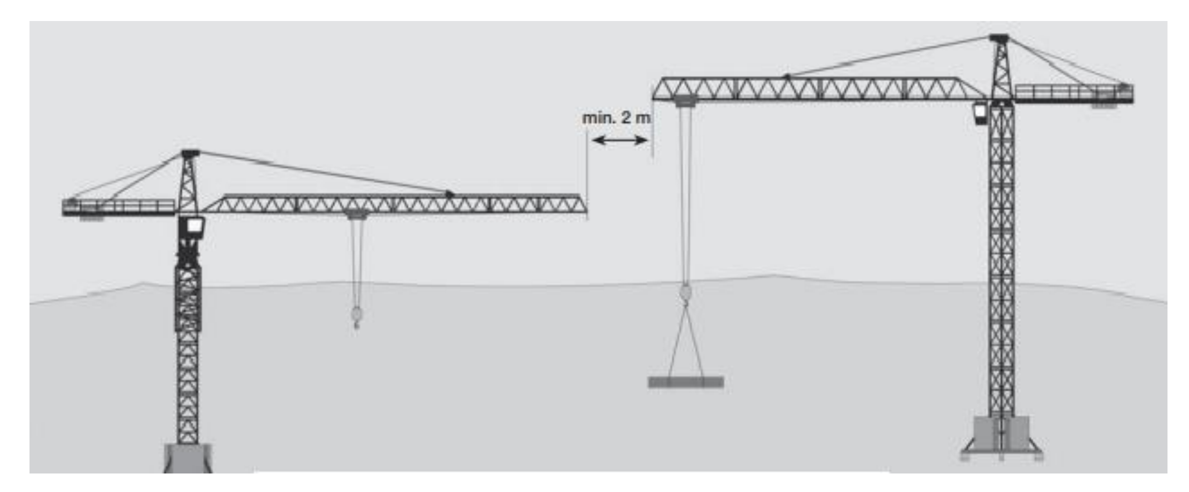


FIGURE 13: INSTALLATION DES GRUES EVITANT LE CHEVAUCHEMENT DE LEURS ZONES DE TRAVAIL

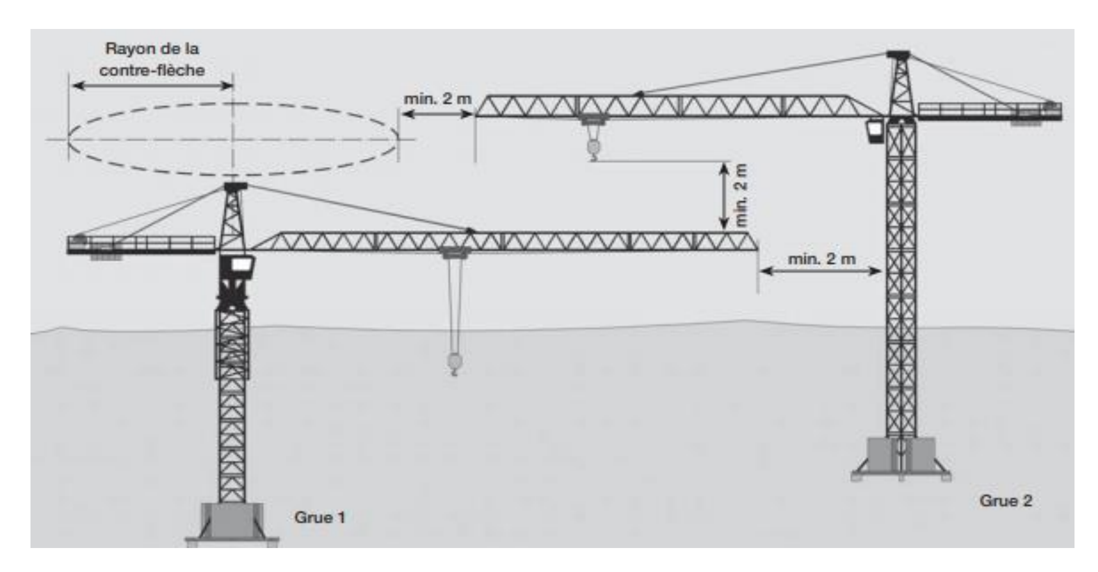


FIGURE 14: ZONE DE TRAVAIL AVEC CHEVAUCHEMENT

3-Eléments de la structure

Matériaux de construction

Béton :

D'après le RPS2011, il est demandé que le béton utilisé pour les constructions en zones sismiques ait un comportement stable sous les grandes déformations réversibles.

Les caractéristiques mécaniques doivent être conformes au règlement en vigueur de béton armé .Toutefois la résistance à la compression doit être supérieure à 22 MPa

Acier :

L'acier utilisé dans le projet répond aux exigences du RPS 2011 qui sont :

- Les armatures pour le béton armé soient à haute adhérence
- La valeur supérieure de la limite d'élasticité fe soit égale à 500 MPa.
- Le coefficient de sécurité de sécurité à adopter ait pour valeur : η=1.15

Terrassements

C'est l'ensemble des travaux de fouille, de transport, d'entassement de terre, pratiqués pour modifier le relief d'un terrain et permettre de réaliser ou renforcer certains ouvrages (*nivellement* du sol, *fouille* pour l'exécution des *fondations*, *tranchée* pour la mise en place des canalisations…).

Ces travaux comprennent :

- *L'excavation* : cavité, plus ou moins profonde, réalisée dans le sol lors de travaux de terrassement.

  - Fouille en pleine masse : Excavation réalisée sur la totalité de l'emprise du bâtiment, plus ou moins profonde, selon l'importance de la partie enterrée de la construction.
  - La fouille en rigole : petite tranchée destinée à recevoir les semelles filantes de fondations.

- *Le décapage* : fouille superficielle effectuée sur une profondeur de 20 à 30-cm.
- *Le nivellement* : action d'aplanir le terrain.

L'expression « fond de fouille » désigne le fond horizontal de l'excavation :

Le fond de fouille est généralement donné par le laboratoire, il détermine la profondeur du terrassement pour trouver le bon sol ayant une portance suffisante.

3.1 Fondations :

Semelles isolées / Semelles filantes / Radiers :

Les fondations sont les éléments de la partie inférieure du bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. Elles forment la partie structurelle, assurent la portance de l'ouvrage, contrôlent les tassements dus aux charges appliquées au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau et d'humidité dans le terrain.

Le choix du type de fondations est déterminé à partir des études géotechniques effectuées par le laboratoire et les études du bureau d'études , suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles.

Lorsque l'on définit les situations de calcul et les états-limites, il convient de considérer les facteurs suivants :

- les conditions du site en termes de stabilité globale et de mouvements du sol,
- la nature et la taille de la structure et de ses éléments, y compris des exigences spéciales comme la durée de vie de calcul,
- les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, circulation, réseaux divers, végétation, produits chimiques dangereux),
- les conditions de terrain,
- l'état des eaux souterraines,
- la sismicité régionale,
- l'influence de l'environnement (hydrologie, eaux superficielles, affaissements et subsidence, variations saisonnières de la température et de l'humidité).

Typologie des fondations suivant la profondeur :

Selon la hauteur d'encastrement ' D' c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base 'B', on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si le rapport (encastrement/largeur de la base) D/B < 4 :

  Cas d'un sol de qualité suffisante

  Transmission de la charge au sol par contraintes normales

- Profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) D/B ≥ 10 :

    Cas d'un sol de qualité insuffisante

    Résistance par pointe et/ou par frottements latéraux

- Semi-profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) 4 ≤ D/B <10

Remarque : si D/B le rapport (encastrement/largeur de la base) augmente, le prix de la réalisation (le coût) augmente aussi.

Typologie des fondations suivant la forme géométrique :

1. *Semelles :*

- ✓ Les semelles filantes : Souvent utilisées sous les voiles ou les murs porteurs , elles sont caractérisées par un rapport entre la longueur entre la longueur et la largeur tel que : $\frac{L}{B} > 5$
- ✓ Les semelles isolées :



FIGURE 15:FERRAILLAGE D'UNE SEMELLE ISOLEE

Généralement utilisées à la base des poteaux , on dit que les semelles isolées sont :

- Rectangulaires lorsque $1 < \frac{L}{B} < 5$
- Carrées lorsque B = L
- Circulaires lorsque B = 2.R

2. *Radier :*

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme monolithique ayant pour rôle de soutenir la future construction. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment, surtout en cas de sol de qualité peu fiable. La réalisation d'un radier nécessite une étude préalable avec une vérification du tassement de la construction.



FIGURE 16: FERRAILLAGE D'UN RADIER SUR M AVENUE

Il est souvent utilisé sous :

-Une cage d'escalier

-Une cage d'ascenseur

-Un groupe de poteaux rapprochés l'un de l'autre.

Remarque : Généralement, la différence de niveau entre le bas de la longrine et le haut de la semelle ne doit pas dépasser **1.2 m** afin d'éviter le flambement du fût de poteau. C'est pour cette raison que si le fond de fouille exigé par le laboratoire est très important, on rattrape le niveau par du gros béton.

3.1.1 Coffrage d'une semelle isolée

Les semelles sont dimensionnées à l'état limite de service. On prend à titre d'exemple le dimensionnement d'une semelle isolée carrée, son dimensionnement nécessite le calcul des paramètres suivants :

Soient A et B les dimensions choisies lors du prédimensionnement pour la semelle :

- L'aire de la semelle S : $S > \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$; $N_s = G_{tot} + Q_{tot}$; avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$
  - σ_{sol} : taux de travail du sol
  - N_s : est l'effort normal de service exercé sur la semelle S
- La hauteur utile d_A:

$$d_A = \frac{(A - a)}{4}$$
$$d_B = d_A + 0.02$$

  - a est la dimension du poteau

- La hauteur totale h :

$$h \geq max\left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4}\right) + 0.05$$

A noter qu'il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{sol} = \frac{N_s + P_{semelle}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Dans le cas contraire, il faut augmenter les dimensions de la semelle.

3.1.2 Ferraillage d'une semelle isolée

Les armatures sont données par les formules suivantes :

$$A_a = A_b = \frac{(A-a) * N_u}{8 * d_A * \sigma_s}$$

3.1.3 Vérification vis-à-vis du poinçonnement

On vérifiera le poinçonnement en déterminant un périmètre à mi- feuillet égal à :

$$u = 2a + 2b + \pi h$$

Pour une réaction du sol appliquée à l'extérieur du cône de poinçonnement qui vaut :

$$P_1 = P * A_{ext}/A_{tot}$$

Où : $A_{tot} = A * B$; $A_{ext} = A_{tot} - (\pi s^2 + a * b + 2 * b * s + 2 * a * s)$; $s = 5h/6$

La vérification du poinçonnement se traduit par l'inégalité :

$$\tau = \frac{P_1}{uh} \leq \tau_{lim} \quad ; \quad \tau_{lim} = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

3.1.4 Mise en œuvre des semelles/radiers :

Après avoir effectué la fouille en masse du bâtiment et évacuer les déblais, on cite ci-dessous les étapes détaillées de mise en œuvre des fondations (semelles isolées ou filantes, radiers) :

- Pose des gabarits
- Matérialisation des axes et des bornes pour repérer l'emplacement des semelles/radiers.
- Traçage et réalisation des fouilles pour les semelles / radiers.
- Réglage et nettoyage des semelles / déblais
- Coulage du béton de propreté avec l'épaisseur exigée par le laboratoire
- Traçage sur béton de propreté du ferraillage de la semelle et du poteau correspondant à l'aide du fil à l'axe.
- Mise en place des panneaux de coffrage nécessaires pour le coulage
- Pose du ferraillage des semelles / radiers.
- Coulage du béton
- Décoffrage des semelles/radiers.

3.1.5. Longrines , joints de dilatation et joints de rupture:

Des tassements peuvent apparaître, ils sont de deux sortes :

Les tassements absolus impliquent que l'ensemble du bâtiment descend. Si celui-ci est limité, ce type de tassements n'entraîne pas de désordres sur la structure,

Les tassements différentiels impliquent qu'une partie du sol seulement s'affaisse. Ce type de tassements engendre des désordres importants et doit être résolu. Ce type de tassements peut apparaître lorsque les efforts transmis aux fondations ou la nature du sol sont hétérogènes et lorsque les niveaux d'assises sont différents.

Pour éviter ces désordres, on veille à ce que deux fondations voisines ne présentent pas des niveaux d'assises avec des dénivelés supérieurs à 2/3.

Afin de rigidifier l'ensemble de la structure, il est aussi possible de liaisonner les semelles entre elles à l'aide de **longrines**.

Enfin, il convient de créer des **joints de rupture,** qui d'après **le RPS2011** ne doit pas être inférieure à **50mm,** entre des bâtiments qui apportent des efforts très distincts aux fondations.

Souvent, les joints de dilatations et les joints de ruptures sont confondus . **Un joint de dilatation** est mis tous les 20 ou 35 mètres, selon le DTU 20.1, il est pour les maçonneries de grandes (très grandes) surfaces .

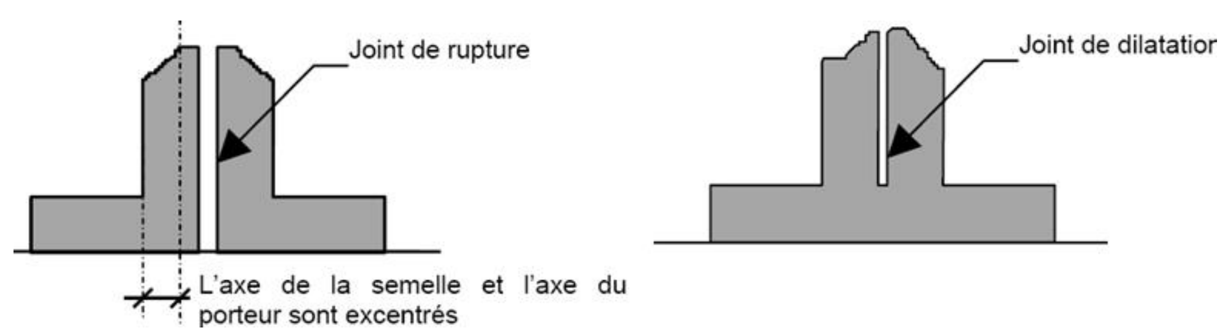


FIGURE 17: DISTINCTION ENTRE JOINT DE DILATATION ET JOINT DE RUPTURE

3.2 Poteaux

Le poteau, est un élément porteur généralement vertical, rarement incliné, dont une dimension, la hauteur, est plus grande que les deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure des poutres et des dalles (planchers) aux fondations, ainsi que les moments et les efforts normaux issus des éventuelles charges horizontales (Vent, séisme...etc).

3.2.1. Pré dimensionnement :

D'après le RPS 2011, les dimensions minimales de la section transversale du poteau, hc et bc étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) $bc \geq 25\ cm$ **(**ductilité ND1 et ND2**)**

$bc \geq 30\ cm$ **(**ductilité ND3**)**

b) $\frac{H}{hc} \leq 16$; H : la hauteur de l'étage

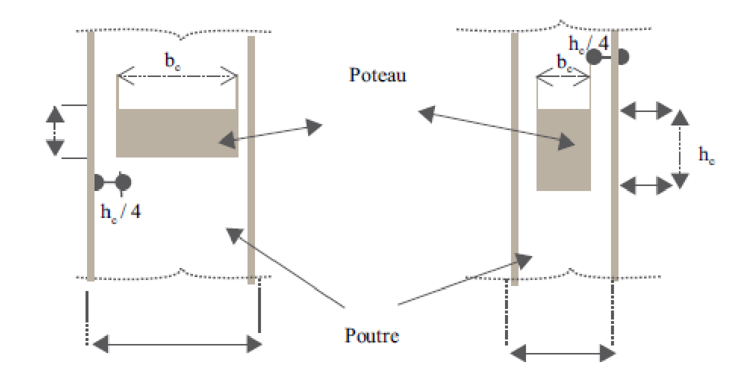


FIGURE 18: DIMENSIONS MINIMALES DU POTEAU (RPS2011)

3.2.2. Dimensionnement :

Coffrage:

Afin de déterminer les dimensions a et b d'un poteau, on vérifie la condition empirique suivante en tenant compte des contraintes architecturales :

$$S_{poteau} = a * b \geq \frac{N_u * 1000 * 0.87}{81}$$

Avec : N_u : L'effort ultime de compression obtenue par un calcul de la descente de charges

Ferraillage :

Armatures longitudinales :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$As \geq \left(0.85 * \frac{\gamma_s}{f_e}\right) * (\beta * N_u - \frac{Br\ * \ fc28}{0.9})$$

Avec : Br : la section réduite, elle représente l'aire obtenue en déduisant de la section droite un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$Br = (a - 0.02) * (b - 0.02)$$

λ : L'élancement $\lambda = \frac{lf}{i}$; $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

β *Prend les valeurs suivantes*:

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 * (\frac{\lambda}{35})^2 ; & \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85 * \lambda^2}{1500} ; & 50 < \lambda \leq 100 \end{cases}$$

Par ailleurs, la section doit satisfaire à la double inégalité :

$$Amin \leq A \leq Amax ;$$

$$Avec : \; Amin = \max\left(4u ; \frac{0.2B}{100}\right) \quad ; \qquad Amax = \frac{5B}{100}$$

u : Longueur en mètre du périmètre de la section droite,

B : Aire de la section droite en cm²

Armature transversales :

Choix du diamètre : $\emptyset l \geq 3 \frac{\emptyset l}{10}$

Espacement : $st \leq \min(15\emptyset l\min ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

FIGURE 19: FERRAILLAGE EN ZONES CRITIQUES (RPS 2011

3.2.3 Mise en œuvre des poteaux :

- Traçage du poteau sur semelles isolées ou radiers
- Pose ferraillage du poteau
- Coffrage et coulage de l'élément
- Décoffrage du poteau

3.3 voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, coulés principalement sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme, vent etc..) ainsi que le soutènement des terres dans le cas de sous-sol ou vide sanitaire.

3.3.1 Pré dimensionnement

D'après le RPS2011, l'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h**e** de l'étage et des conditions de rigidité des extrémités.

e min = min(15 cm, he/20) pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités.

e min = min(15 cm, he/22) pour un voile rigidifié à une extrémité.

e min = min(15 cm, he/25) pour un voile rigidifié à ses deux extrémités.

Les voiles sont pré dimensionnés afin de répondre aux exigences suivantes :

- ***L'élancement*** : étant un élément vertical travaillant principalement en compression.
- ***Le minimum sismique*** prescrit par le règlement parasismique en vigueur.
- ***Règles de bonne pratique*** visant à garantir un minimum d'exigences vis à vis de la sécurité incendie (stabilité au feu de l'ossature porteuse, pare flamme des parois)

- Elancement-Stabilité de forme:

Le voile est un élément vertical, soumis en général à des efforts de compression. Vu sa faible rigidité hors de son plan, il est sujet à des instabilités de forme notamment le flambement. Les formules de la résistance des matériaux stipulent que pour un voile l'élancement Mécanique λ est donné par :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{lf * \sqrt{12}}{e}}$$

avec : lf : $Longueur\ du\ flambement$

e : Epaisseur du mur porteur

Le BAEL limite la valeur de l'élancement λ à , à partir de laquelle , on peut déterminer l'épaisseur correspondante.

D’après ‘Conception et calcul des structures en bâtiment’ Henry Thonier , Tome 3

Lf	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Voile encastré en tête et en pied : **- Avec un plancher de part et d’autre** **- Avec un plancher d’un seul côté**	 0.8 L 0.85 L	 0.85 L 0.9 L
Voile articulé en tête et en pied	L	L

TABLEAU 4: LONGUEURS DU FLAMBEMENT (CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES EN BATIMENT)

3.3.2 Mise en œuvre des voiles :

- Traçage des voiles sur les semelles filantes
- Pose du ferraillage du voile
- Coffrage et coulage du béton pour le sabot du voile
- Etablissement du coffrage des voiles par des panneaux 3*1 et 1.5*3 et coulage du béton

3.4 Poutres

3.4.1 Pré dimensionnement

Les poutres sont rectangulaires de section b*h, avec b la largeur et h la hauteur de la poutre.

Selon les règles de pré dimensionnement des poutres, on doit avoir :

Hauteur totale h si :

- **Poutres sur appuis simples :**

  Faible charge / petite portée : $h \approx \frac{L}{16}$

  Forte charge / grande portée : $h \approx \frac{L}{10}$

- **Poutres continues :**

  Travées intérieures :

  Faible charge / petite portée : $h \approx \frac{L}{18}$

  Forte charge / Grande portée : $h \approx \frac{L}{15}$

  Travées de rive :

  Faible charge / petite portée : $h \approx \frac{L}{16}$

  Forte charge / Grande portée : $h \approx \frac{L}{12}$

Largeur b : b ≈ 0.3h à 0.6 h

3.4.2 Dimensionnement

Le cas le plus utilisé est le cas des poutres continues reposant sur plus de 2 appuis simples sans encastrement, pour lequel le calcul des sollicitations se fait suivant l'une de ces méthodes :

- ***Méthode forfaitaire :***

  Applicable dans le cas des constructions courantes , si les conditions suivantes sont vérifiées :

  - Construction courante avec une faible charge d'exploitation :$Q \leq \max(2G, 5kN/m^2)$
  - Moments d'inertie des sections transversales est constant : I = cte
  - Rapport des portées successives compris entre 0.8 et 1.25
  - Fissuration considérée non préjudiciable

- ***Méthode des trois moments – Moments des cinq moments*** **:**
  Elles sont basées sur la détermination des inconnues hyperstatiques qui sont généralement les moments aux appuis dus à la continuité des travées. Une fois ces inconnues sont déterminées, on peut facilement calculer les sollicitations et les réactions.
- ***Méthode de Caquot :***
  Elle est développée à partir de la méthode des trois moments, mais plus simplifiée et rectifiée de telle façon pour tenir compte de la variation d'inertie des sections et l'amortissement des effets de chargement des travées successives.
  L'application de cette méthode est justifiée si les charges d'exploitation sont supérieures à 2 fois les charges permanentes et à 5 kN/m².

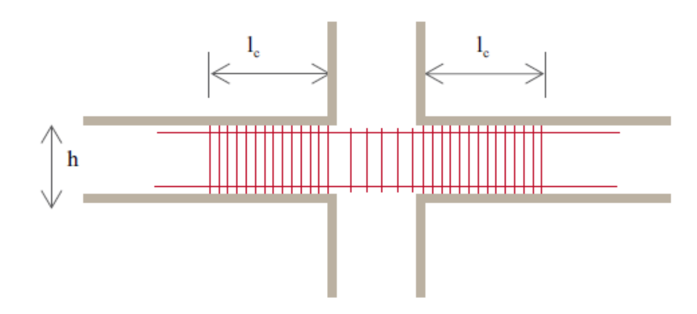


TABLEAU 5: FERRAILLAGE EN ZONES CRITIQUES D'UNE POUTRE (RPS 2011)

3.4..3 Mise en œuvre des poutres :

a) Cas des poutres préfabriquées :

Ce n'est que la partie inférieure de la poutre qui est déjà préfabriquée , d'une hauteur égale à $h_{Préf} = h_{Totale} - ép_{Dalle}$

- Stockage sur chantier , en respectant les conditions d'appuis pour éviter l'apparition des contraintes indésirables.
- Manutention à l'aide de la grue et pose .
- Ajout du ferraillage nécessaire sur chantier y compris les chapeaux .
- Effectuer le clavetage et coulage de la partie supérieure de la poutre avec la dalle

b) Cas des poutres coulées en place :

-Etablissement d'un coffrage nécessaire

-Mise en place du ferraillage de la poutre

-Coulage du béton

CHAPITRE III :

GENERALITES SUR LES PLANCHERS :

1- Introduction

Les **planchers de béton** sont des éléments structurels de plancher réalisés à partir d'éléments préfabriqués ou non, essentiellement dont le principal matériau mis en œuvre est le béton.

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

1. La partie portante
2. Le revêtement
3. Le plafond

La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par **NF P 06-001 et NF P 06-004 du règlement BAEL 91 Révisé 99**.

Nature du local	Valeur en kg/m2
Revêtement du sol	140
Enduit sous plafond	30
Forme de pente en terrasse	220
Protection étanchéité	80
Cloisons	75

TABLEAU 6: CHARGES PERMANENTES DES BATIMENTS (BAEL 91 R99)

Nature du local	Valeur en kg/m2
Bureaux proprement dits	250
Bureaux paysagers	350
Circulations et escaliers	250
Halls de réception	250
Cuisines des collectivités, non compris les charges du gros matériel prises en compte indépendamment	250
Salles de restaurants, cafés, cantines de dimension réduites (places assises<100)	250
sanitaires	150
locaux de réserves, dépôts ou stockage	350 à 600
salles de réunion avec tables	250
Balcons	350
Terrasse non accessible	80

TABLEAU 7: CHARGES D'EXPLOITATION DES BATIMENTS (BAEL 91 R 99)

2-Variante I : Dalle pleine

2.1 Définition :

La dalle pleine est un élément en béton armé coulé en place généralement de contour rectangulaire mais peut être adapté à des formes géométriques irrégulières.
Elle peut reposer sur 2 appuis, cas d'une dalle portante dans 1 seule direction, comme elle peut reposer sur 4, cas d'une dalle portante dans 2 directions. Ces appuis peuvent être soit de nature continue (poutres, voiles) ou ponctuelle (poteaux).
L'avantage de ce type de plancher est sa facilité et simplicité d'exécution, raison pour laquelle il est le plus utilisé et surtout dans l'habitat collectif.

2.2 Conception et Prédimensionnement :

L'analyse rigoureuse du comportement des dalles pleine est très compliquée et relève une multitude de paramètres théoriques, c'est pour cette raison que la plupart des concepteurs font appel aux méthodes standards de conception proposées par les textes normatifs dans le domaine à savoir le BAEL et l'EUROCODE.
L'épaisseur 'e'de la dalle est choisie en fonction de son type.
On s'intéresse au rapport des portées : $\alpha = \frac{l_{min}}{l_{max}}$

- Pour les dalles portant dans un seul sens, ou reposant sur 2 appuis (α < 0,40) : $e = \frac{l_{min}}{25}$
- Pour les dalles portant dans deux sens, ou reposant sur 4 appuis (α ≥ 0,40) : $e = \frac{l_{min}}{33}$
- Pour les dalles en porte à faux : $e = \frac{l_{min}}{15}$

2.3 Exécution et mise en œuvre :

2.3.1 Coffrage

Installation d'étais (tours d'étais et chandelles) tout en respectant les points indiqués dans la partie (coffrage dalles coulées en place)

2.3.2 Ferraillage

Les détails du ferraillage d'une dalle pleine sont fournis dans le plan de coffrage.

Le ferraillage se compose de deux nappes en treillis, séparées par des écarteurs : nappe inférieure et nappe supérieure. La nappe inférieure est intercalée du coffrage par une cale à béton pour assurer l'enrobage. En plus, des chapeaux sont ajoutés sur appuis pour équilibrer le moment négatif .



FIGURE 20: ETAPE DE MISE EN PLACE DE LA NAPPE INFERIEURE SUR DES CALES A BETON AVEC ECARTEURS



FIGURE 21: AJOUT DE LA NAPPE SUPERIEURE DU FERRAILLAGE

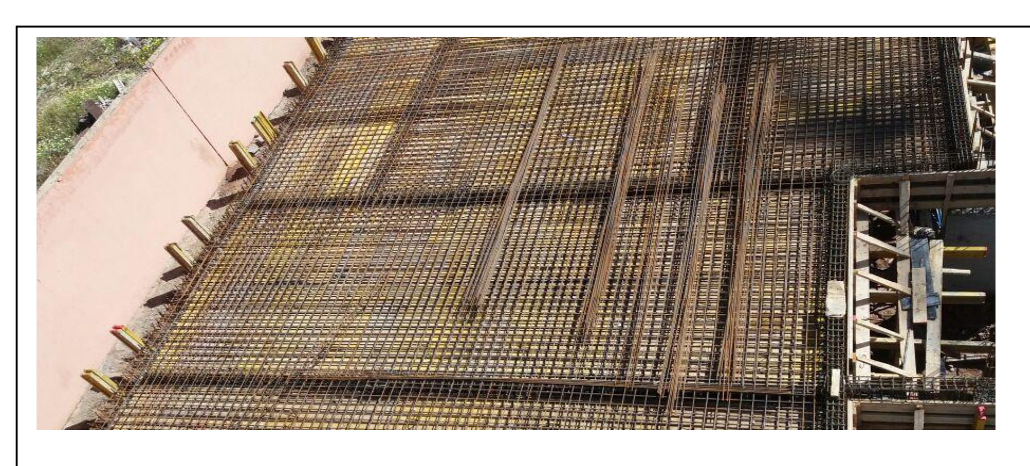


FIGURE 22: ETAT FINAL AVANT COULAGE DU BETON


FIGURE 23: BETONNAGE PAR SEAU

2.3.3 Bétonnage :

Le coulage du béton se fait à l'aide de la grue qui manutentionne le seau à béton ou à l'aide de la pompe à béton (cas d'un élément en élévation).

2.3.4 Décoffrage :

L'inconvénient majeur des dalles pleines est que la récupération du coffrage pour une autre utilisation, selon les normes, n'est possible qu'après durcissement du béton et l'atteinte de sa résistance maximale à 28 jours .

2.4 Conclusion:

Avantages :	***Inconvénients :***
+ La dalle pleine prend des formes géométriques quelconques. + L'exécution totale sur chantier et l'absence des éléments préfabriqués, induit une utilisation réduite des engins de manutention notamment les grues + Pas de nécessité des espaces de stockage pour les éléments préfabriqués. + Facilité d'exécution	- Temps de réalisation important. - Quantité énorme de coffrage. - Récupération du coffrage pour une ultérieure utilisation n'est possible qu'après 28 jours. - Portée moins importante par rapport aux éléments en béton précontraint. - Existence de poutres avec des retombées considérables.

3- Variante II : Plancher à prédalles :

3.1 Définition :

La prédalle est un élément mince préfabriqué en béton armé ou béton précontraint , dont la largeur standard est de 2.5m et l'épaisseur varie entre 5 et 6 cm pour une prédalle courante et 8 et 12 pour une prédalle épaisse , l'épaisseur minimale d'une prédalle résulte des conditions d'enrobage et des tolérances de positionnement des armatures. Les prédalles en BA ou BP sont principalement préfabriquées en usine et posées selon un calepinage précis qui est établi conjointement entre l'entreprise, le bureau d'études d'exécution et le fabriquant. La particularité de la prédalle est qu'en plus du fait qu'elle sert aussi comme fond de coffrage pour le béton qui sera coulé sur place avec lequel elle formera une dalle monolithe avec une face supérieure rugueuse pour assurer l'adhérence du béton coulé en place et une face inférieure lisse.

La prédalle peut être appliquée partout, dans des projets simples ou complexes, pour des grands ou des petits bâtiments.

La flexibilité de la prédalle est aussi mise en valeur par différentes possibilités permettant la conception de constructions architecturalement audacieuses. L'utilisation d'étriers, d'épingles, d'armatures repliées et d'armatures en saillie font partie des nombreuses possibilités.

Les prédalles ne doivent pas nécessairement être rectangulaires, elles peuvent prendre d'autres formes, ce qui permet de couvrir n'importe quel espace, quelle que soit sa forme, du carré le plus simple au trapèze, voire aux cercles, ovales, etc.

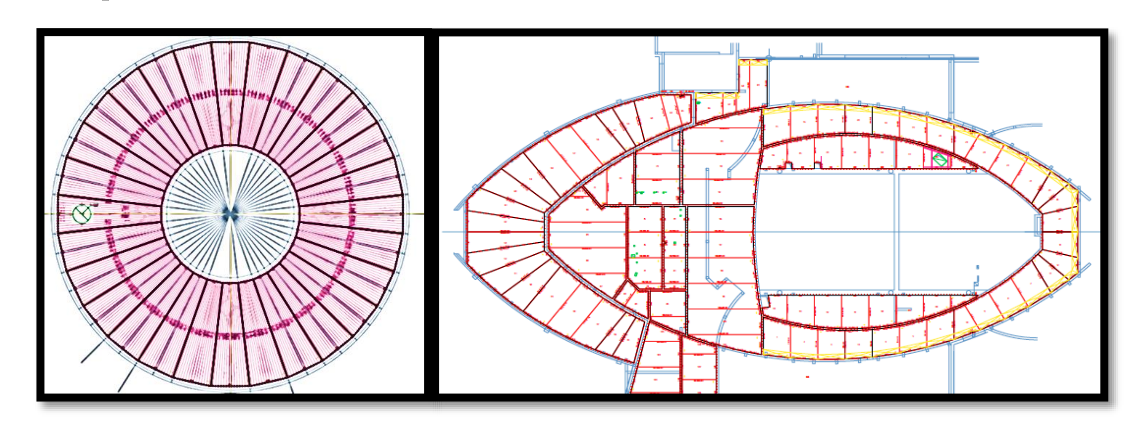


FIGURE 24: PREDALLES CONÇUES POUR DES FORMES GEOMETRIQUES COMPLEXES

3.2 Prédalle en béton armé:

Elle peut être préfabriquée sur chantier si les conditions le permettent, son épaisseur et sa largeur peuvent aller respectivement jusqu'à 10 cm et 2.4m. Elle est ferraillée par de l'acier haute performance, généralement du type FeE500 avec adhérence améliorée sous forme de treillis soudés préfabriqués, de barres individuelles ou d'une combinaison des deux.

Le treillis soudé remplit plusieurs fonctions :

- Il confère à l'élément la rigidité nécessaire lors de la manipulation, du transport et du déchargement ;
- Il assure (en même temps que la rugosité de la dalle) la liaison entre la prédalle et le béton coulé en place ;
- Il fait office de point d'ancrage lors de la manipulation des planchers ;
- Il peut en général être utilisé comme écarteur pour l'armature supérieure.

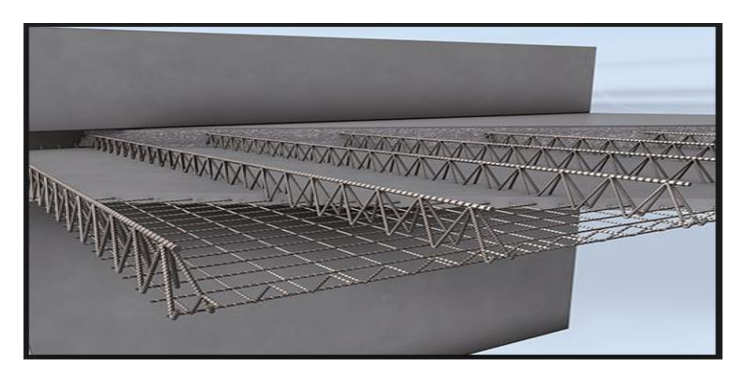


FIGURE 25: PLANCHER EN PREDALLE BA

Leurs caractéristiques sont précisées soit par le titre I du fascicule 4 du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG), soit dans les Avis Techniques.

La préfabrication des prédalles en BA sur chantier nécessite:

- Une disposition en espace nécessaire pour la préfabrication et le stockage
- Présence d'une équipe de main d'œuvre sur place, ne prenant en charge que la préfabrication des prédalles.

Procédé :

Une grande surface de plus de 200 m² est aménégée pour servir à la préfabrication des prédalles, celles-ci sont préfabriquées en coulant du béton sur les bancs imprégnés en un film d'huile de démoulage, contenant initialement les armatures de ferraillage.

Le planning de préfabrication se fait de telle façon pour que les prédalles sont bien préfabriquées et stockées avant la date de pose.



FIGURE 26: AIRE DE PREFABRICATION DES PREDALLES EN BA

3.3 *Prédalle en béton précontraint* :

Le remplacement de l'armature classique par des torons ou fils précontraints, permet de profiter des avantages de cette technique (construction plus élancée, plus grand espacement des étais, réduction de la flèche …). La finition de la prédalle ne change pas.

Béton précontraint par pré tension :

Les fils d'acier sont tendus entre deux bancs, traversant un coffrage où du béton frais est coulé et fait sa prise. Après durcissement, les fils sont coupés. À ce moment les aciers transfèrent une partie de leur tension sous forme de compression du béton .

la compression du béton équilibre la tension dans les aciers.
Le contact fil/béton existe tout le long du fil.
Le tracé des fils est le plus souvent rectiligne.

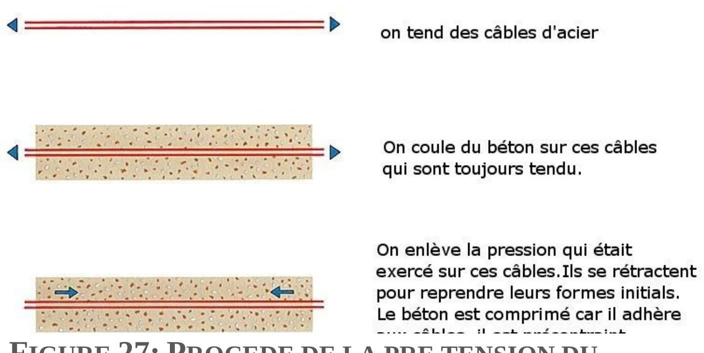


FIGURE 27: PROCEDE DE LA PRE TENSION DU BETON

Matériaux pour les prédalles en BP de SADET :

Armatures de précontrainte :

Les armatures de précontrainte par fils adhérents font l'objet d'une certification ASQPE.

Les fils employés sont de diamètre Ø5.

Armatures Ø	$F_{prg}(daN)$	$F_{peg}(daN)$
Ø5	3650	3250

TABLEAU 8: CARACTERISTIQUE DES ARMATURES EN PREDALLES BP

Armatures passives :

- Armatures de répartition, armatures sur joint, treillis soudé : acier HA FeE500
- Boucles de levage : Acier lisse FeE 235

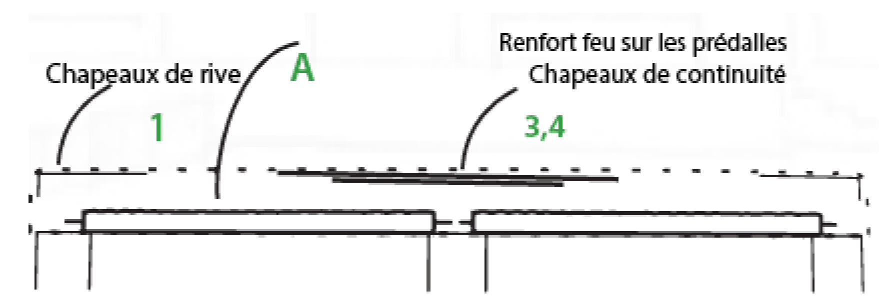


FIGURE 28: ACIERS AJOUTES SUR CHANTIER

Béton des prédalles:

Les prédalles fournies par SADET répondent aux exigences sur les matériaux données par le CPT II , planchers à prédalles . En effet, béton est constitué de sable et de granulats courants de granulométrie limitée à 15mm , d'adjuvants, d'eau ainsi que du ciment de type CPA 65. La classe de résistance du béton est à ce jour unique : C45/55

Béton de 2ème phase :

Le béton de 2ème phase est un béton de sable et de granulats courants, ajouté sur chantier et dosé au minimum 350kg de ciment par m^3 .Sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours sera supérieure ou égale à 25 MPa.

Préfabrication des prédalles en BP .

D'après le mémoire technique de SADET, les prédalles sont coulées sur des bancs de 60 à 100 m de long, constitués par une dalle de béton surmonté d'un châssis métallique, lui-même porteur d'une tôle épaisse. Les bancs sont imprégnés d'un film d'huile de démoulage.

Après mise en tension des fils de précontrainte au vérin mono fil ou par tension globale, les armatures de répartition, les crochets de levage, les inserts et les grecques de couture sont mises en place. Les trémies sont coffrées. Le béton est ensuite coulé, vibré, arasé à la bonne épaisseur par une vibro-distributrice à avancement lent.

Le béton des prédalles est ensuite durci à l'aide de vapeur qui circule sous la tôle ou par des résistances électriques placées sous cette tôle suivant les sites de fabrication. La rugosité de la surface est obtenue par griffage .

3.4 Conception et dimensionnement :

La conception et le dimensionnement d'une prédalle est en fonction des charges auxquelles elle est soumise pendant la phase provisoire et la phase définitive :

En phase provisoire :	En phase définitive :
G1 : Poids propre de la prédalle	G1 : Poids propre de la prédalle
G2 : Poids du coulé sur place et ferraillage additif	G2 : Poids du coulé sur place et ferraillage additif
P : Charge du chantier	G3 :Poids du revêtement et du chargement

Le planning des dates de commencement de chaque étape, se fait en se basant sur les conditions :

Avant durcissement du béton coulé sur place (**BAEL**): $\frac{Mi}{\frac{I}{V}} \leq \frac{f_{tji}}{2}$

Mi : Moment maximal de flexion en travée ou sur appui dû à la charge appliquée durant l'étape

$\boldsymbol{f_{tji}}$: La résistance à la traction au jour i

$\frac{I}{V}$: Le module de résistance de la prédalle

Après durcissement du béton : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \boldsymbol{\sigma_b}$ (admissible à la compression après durcissement du béton)

$\boldsymbol{\sigma_b}$ (admissible) aux combinaisons rares = 0.6 f_{cj}

3.4.1. Phase provisoire : Vérification d'intégrité , vérification de sécurité et vérification à la déformation :

D'après le CPT titre II , pendant les phases provisoires de stockage , manutention et mise en œuvre, des vérifications d'intégrité et de sécurité sont prévues.

Vérification d'intégrité

La contrainte de traction du béton, calculée avec le module d'inertie de la section nominale, doit rester inférieure à
une fraction de la résistance du béton à la traction au moment de la phase considérée

Vérification de sécurité

On vérifie que les aciers ont une section suffisante pour que la prédalle en l'état fissuré soit capable de supporter les charges définies plus haut, en admettant une adaptation totale.

Les **deux vérifications** d'**intégrité** et de **sécurité** sont effectuées, sous l'unique charge de poids propre de la prédalle, mais majoré par des effets dynamiques ou de ventouse au démoulage ou au vent.

a) Manutention

Les dispositifs de manutention sont 'les boucles de levage' constitués de barres en acier rond lisse de nuance Fe E235 :

i. Le scellement des boucles dans la prédalle doit être assuré pour un effort égal à la totalité de la résistance de l'acier constitutif.

ii. Si la portée est supérieure à la largeur, il est souhaitable que le plan de la boucle soit parallèle aux armatures principales ; cette disposition limite le risque de pliage de la boucle dans le sens transversal au moment de levage.

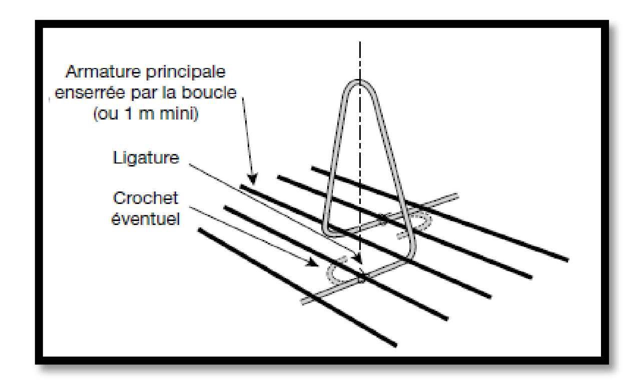


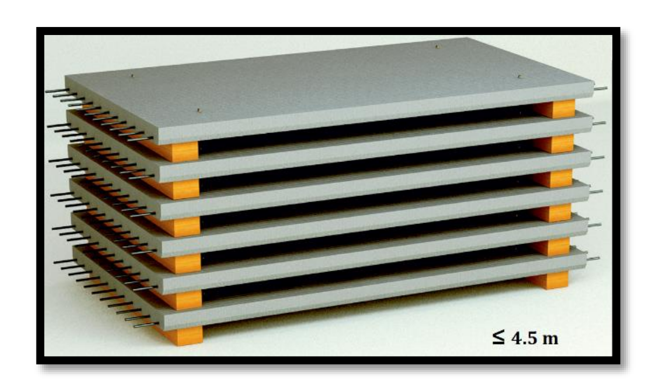
FIGURE 29 : ANCRAGE DES BOUCLES SOUS LES ARMATURES

b) Stockage

Le stockage ne doit être envisagé que lorsque la mise en œuvre réalisée directement à partir du camion est impossible.

La zone de stockage doit être plane et pouvoir supporter la charge sans enfoncement.

Les bois de calages doivent être positionnés à 30 cm maximum des extrémités.



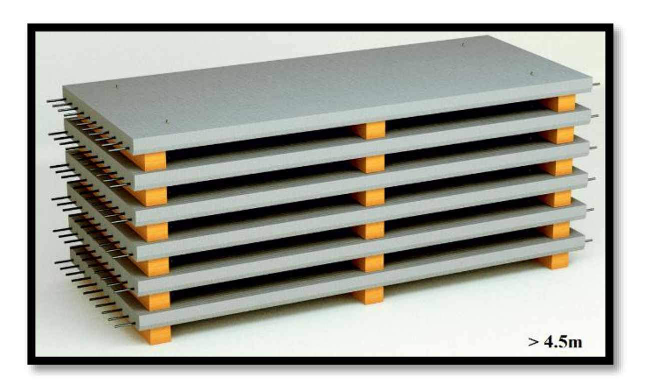


FIGURE 30 : DISPOSITIONS POUR LE STOCKAGE POUR DES DIFFERENTES PORTEES

La disposition des appuis de stockage est déterminée à partir de la vérification d'intégrité sous le poids propre seul de la prédalle

Etape	Charge appliquée à la prédalle	Caractéristique
Manutention + stockage	Charges permanentes : g1	Hauteur de la prédalle hp

TABLEAU 9: CARACTERISTIQUES DES PREDALLES PENDANT LA MANUTENTION ET LE STOCKAGE

c) Pose sur chantier

La mise en œuvre de la prédalle est réalisée conformément au plan de pose établi grâce à des logiciels de calcul performant et reconnus par les bureaux de contrôle.

Pour la pose des prédalles, on compte également 3 hommes. La mise en place peut être faite à l'aide de grue. Une fois les prédalles posées, il faudra combler les joints ainsi que d'ajouter les renforts et les chapeaux. Il faut s'assurer au moment de la pose, du respect des profondeurs d'appuis en phase provisoires. Ces profondeurs varient en fonction de la portée, de l'épaisseur de la dalle (prédalle avec dalle de compression) et de la présence d'étaiements intermédiaires.

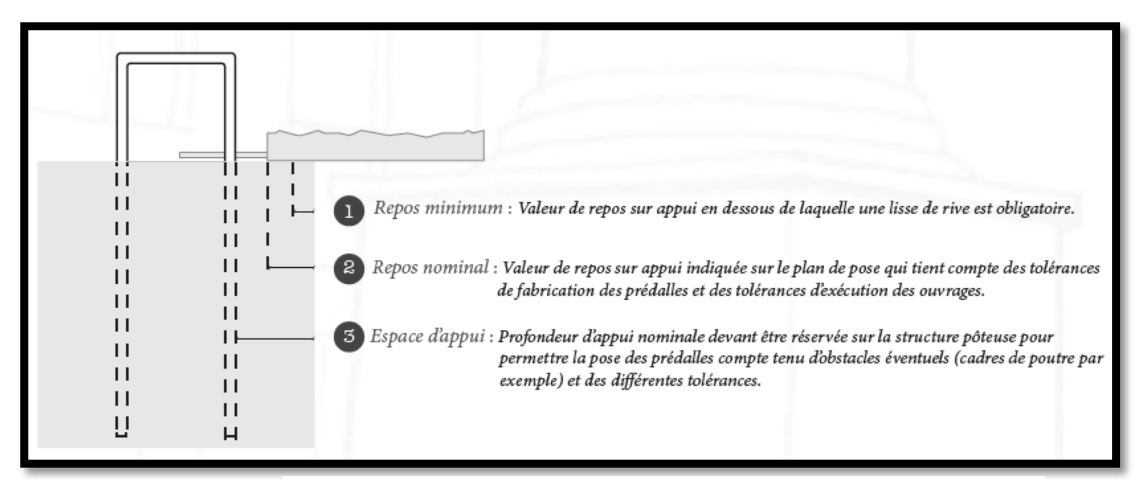


FIGURE 31: DISTANCE DE REPOS SUR L'APPUI

Pendant la mise en œuvre , la prédalle est soumise en plus de son poids propre, au poids du béton coulé sur place , au poids du ferraillage ajouté sur place des chapeaux , renforts … , et à la charge du chantier (poids des ouvriers , matériels..

La charge du chantier est une charge linéaire P, centrée sur la prédalle à mi- portée d'étaiement dans le cas de

pose avec étais, égale à p x l en daN par mètre de largeur de prédalle avec un minimum de 100 daN, avec p = 50daN/m2 et ‘l’ la portée considérée.

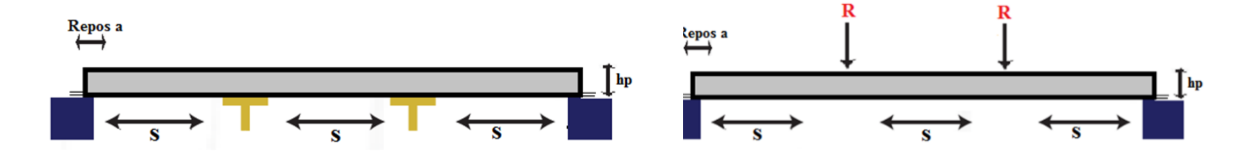


FIGURE 32 : EFFET D’ENLEVEMENT DES ETAIS

Etape	Charge appliquée à la prédalle	Caractéristique
Béton coulé sur place et ferraillage additif	Charges permanentes : G1+G2 Charge du chantier : P	Hauteur de la dalle hd= hp+eb
Durcissement du béton et enlèvement des étais	Charges permanentes: G1+G2 Contre réaction des étais : R	Hauteur de la dalle hd= hp+eb

TABLEAU 10: CARACTERISTIQUES DES PREDALLES APRES BETONNAGE

Après durcissement du béton, si en plus nous avons des fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

Cette condition doit être vérifiée : $\sigma_s \leq \sigma_{s(adm\text{ à }la\ traction\ après\ durcissement\ béton)}$

Vérification à la déformation :

Dans le cas de pose sans étai et pour la détermination de l'espacement des étais, il faut limiter également les déformations pour des raisons d'aspect : ainsi, la flèche prise par la prédalle entre deux appuis provisoires ou non ne doit pas dépasser le 1/500 de la portée correspondante.
Il est rappelé que cette vérification est effectuée sans tenir compte des charges de chantier.
Lorsque l'on ne procède pas à la vérification d'intégrité, comme cela est prévu dans certains cas pour les prédalles en béton armé, il y a lieu d'évaluer le moment de fissuration qui intervient dans le calcul des déformations avec la résistance

3.4.2. Phase définitive :

Vérification à la flexion

La dalle constituée par la prédalle et le béton coulé en place est ensuite justifiée comme une dalle monolithique. Cette justification peut être faite sans tenir compte des phases provisoires sous réserve que les prédalles reposent en phase d'exécution du plancher des étais intermédiaires distants au plus de vingt-cinq fois l'épaisseur des prédalles. Lorsqu'un panneau de dalle a son coffrage constitué par plusieurs prédalles, les sections au droit des joints intermédiaires de prédalles peuvent être considérées soit comme rétablissant la continuité, soit comme des articulations, suivant les dispositions de ferraillage adoptées dans le béton coulé en place au droit de ces joints.
Les règles de pourcentage minimal (rapporté à l'épaisseur totale de la dalle) s'appliquent entre autres aux armatures disposées au droit des joints intermédiaires de prédalles, lorsqu'un panneau comporte plusieurs prédalles, ainsi qu'aux armatures de ces dernières

Etape	Charge appliquée à la prédalle	Caractéristique
Définitive	Charges permanentes : G1+G2+G3 Charge d'exploitation : Q	Hauteur de la dalle hd= hp+eb

TABLEAU 11: CARACTERISTIQUES DES PREDALLES A L'ETAPE DEFINITIVE

Condition à vérifier : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \sigma_{finale} \leq \sigma_s}$

Justifications sous sollicitations tangentes BAEL B.7.6,23 (Armatures de couture)

La résistance au glissement est à justifier au niveau de la surface de reprise entre la prédalle et le béton coulé en place. Dans le cas de planchers de constructions courantes » pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée :

- si l'on respecte les conditions de l' article A.5.3,3 , aucune armature de couture n'est à prévoir.

- En cas d'indentations marquées de profil géométrique défini, des contraintes plus élevées que celles fixées en A.5.3.3 peuvent être adoptées sur justifications.

- si les conditions de l'article A.5.3,3 ne sont pas respectées, il y a lieu de prévoir des armatures de couture. Celles-ci doivent être déterminées à partir de la force totale de glissement ultime s'exerçant sur les tiers extrêmes et être disposées dans ces zones.

3.5 Conclusion:

Avantages:

+ Incorporation des réservations et boîtiers électriques en usine.

+ Poids adapté aux possibilités de manutention du chantier.

+ Rapidité de mise en œuvre et donc cadence élevée de pose

+ Réduction considérable du coffrage et des étais.

+ Faible quantité d'aciers complémentaires à mettre en œuvre sur chantier.

+ Sous face lisse, la prédalle garantit la qualité de parement du plafond

Inconvénients :

-Nécessité d'une grue pour la pose.

- Les modifications concernant les ouvertures ne peuvent pas être effectuées sur chantier

- Prix onéreux par rapport à la dalle pleine.

- Nécessité d'une zone de stockage pour les éléments préfabriqués sur chantier.

4- Variante III : Plancher poutrelles-hourdis

4.1 Définition :

Les hourdis sont des éléments préfabriqués et prêts à l'emploi, qu'il suffit de placer en tant que fond de coffrage, créant ainsi un plancher. Ils sont souvent portés par des poutrelles. On coule dessus une dalle de béton de classe de résistance minimale **C25/30** et armé d'un treillis soudé, cette dalle est d'au moins 4 cm d'épaisseur .

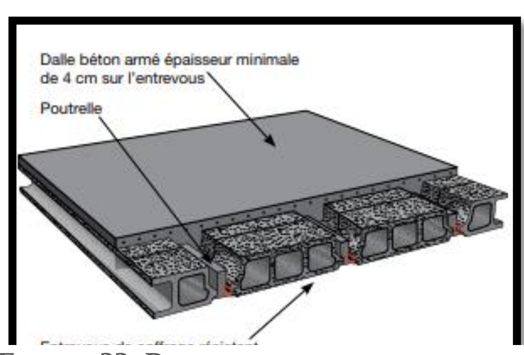


FIGURE 33: PLANCHER EN POUTRELLES HOURDIS

Les caractéristiques des différents types de poutrelles en béton et d'entrevous doivent être conformes aux exigences des normes européennes et respectent les règles de l'art, notamment les prescriptions de la norme NF EN 206-1/CN sur le béton et ses constituants, **du DTU "travaux de bâtiment - Exécution des ouvrages en béton" et du CPT planchers**

Type d'éléments	Normes européennes
Poutrelles en béton	NF EN 15037-1 : Produits préfabriqués en béton-Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 1 : Poutrelles
Entrevous en béton	NF EN 15037-2+A1 Produits préfabriqués en béton- Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 2 : Entrevous en béton

FIGURE 34: NORMES DEFINISSANT LES CARACTERISTIQUES DES POUTRELLES ET HOURDIS

Le plancher à hourdis est généralement utilisé dans des constructions de petite taille ou temporaires, il est privilégié également sur les chantiers où les coffrages sont difficiles à mettre en œuvre, et dans les situations où le poids du plancher doit être réduit, mais il n'est considéré ni comme isolant thermique ni phonique. L'entrevous est également particulièrement sensible au feu et aux événements sismiques .

4.2 Matériaux et composition :

Treillis soudé :

Le treillis soudé utilisé dans la réalisation de la dale de compression d'un plancher poutrelles, hourdis doit être de type **ST10 (1cm²/m)**

Sens : files porteurs dessous posé perpondiculairement aux poutrelles.

Croisement : 2 carreaux dans l sens porteur et 1 carreau dans le sens de répartition.

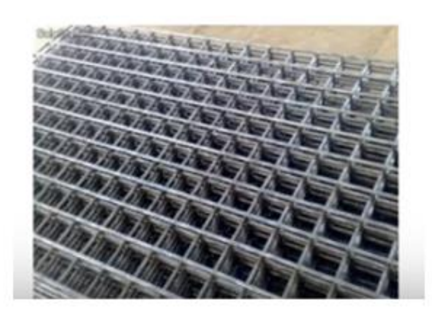


FIGURE 35: TREILLIS SOUDE

Armature de continuité

Les armatures de continuité sont des chapeaux rapportés placés au dessus des poutrelles, dans le béton coulé sur chantier.

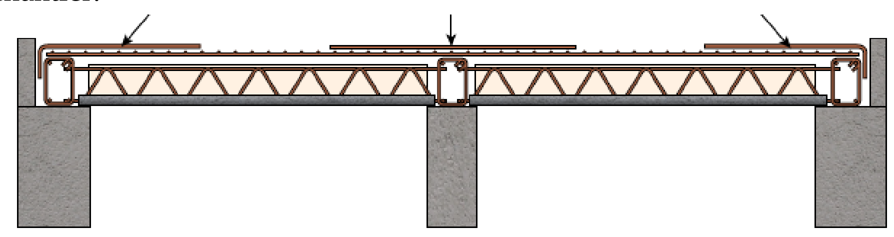


FIGURE 36: ARMATURES DE CONTINUITE

Armatures de rive :

Les armatures de rive sont des chapeaux rapportés placés au-dessus des poutrelles, dans le béton coulé sur chantier dont l'extrémité vient s'ancrer dans le chaînage

Armatures de renfort :

Dans le cas des poutrelles treillis, ces armatures de renfort sur talon sont mentionnées sur le plan de pose :

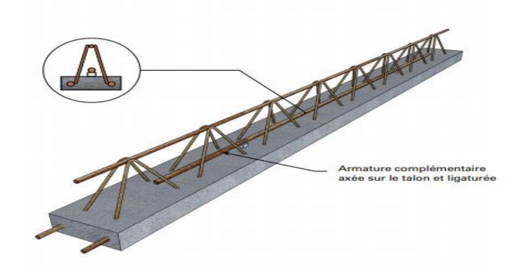


FIGURE 37: ARMATURE DE RENFORT DANS LE CAS DE POUTRELLES EN BA AVEC TREILLIS METALLIQUE

Armature de chevêtre

Le chevêtre est la poutre qui, dans une trémie d'escalier, elle est le renfort de la dalle, elle repose sur les poutrelles en général renforcées à cet endroit, ce chevêtre a pour but de retenir les poutrelles perpendiculaires qui ne reposent pas sur le mur d'appui afin de laisser un trou (trémie) dans la dalle, ce qui permet de pouvoir installer un escalier.

Les chevêtres sont, en général, repris par des jumelages ou triplages de poutrelles.

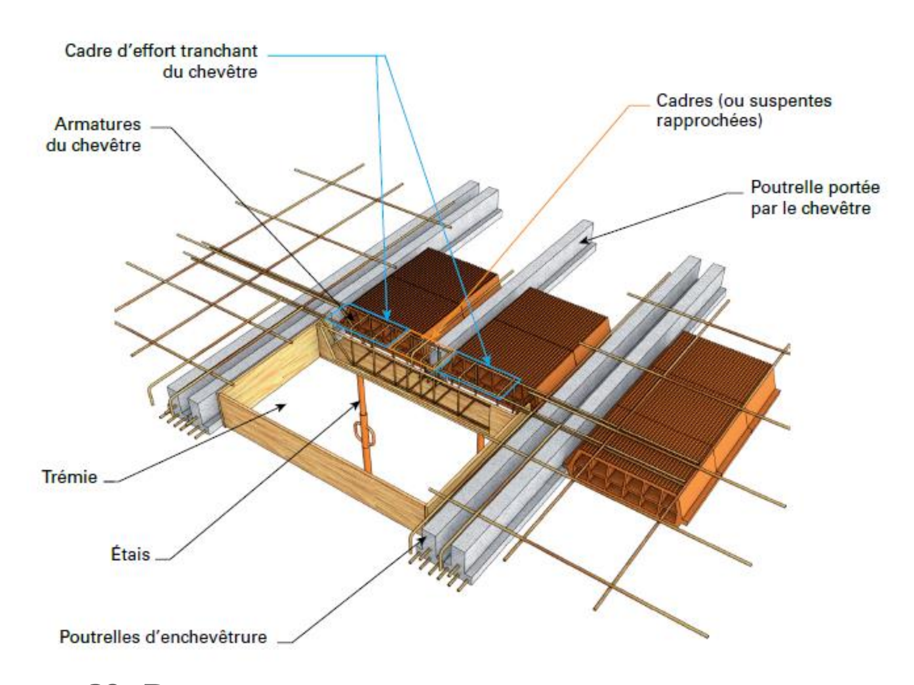


FIGURE 38 : REALISATION DES CHEVETRES

Armatures de renfort d'ancrage :

Ces armatures ont pour but de compléter les armatures de renforcement dans le cas où le plancher est utilisé en zone sismique (épingle à plat par exemple).

4.3 Types d'hourdis ou entrevous et des poutrelles :

Types d'hourdis / entrevous : Les entrevous sont des éléments intércalaires entre les poutrelles et s'appuyants sur ces dernières sans l'intervention d'un dispositif de maintien complémentaire.

On distingue deux catégories d'entrevous :

- Des entrevous porteurs (béton et terre cuite) qui permettent par leurs formes et leurs caractéristiques mécaniques, de reporter la totalité des charges d'exploitation sur les

poutrelles et de résister aux actions locales, dispensant de réaliser une dalle de répartition rapportée.

- Des entrevous de coffrage assurent la fonction de coffrage perdu pour le bétonnage de la dalle de répartition dont l'épaisseur minimale est de 5 cm.

Type de poutrelles

Il existe deux types de poutrelles :

- Les poutrelles en béton précontraint comprennent des armatures prétendues qui constituent le ferraillage principal du système de plancher.
- Les poutrelles en béton armé sont constituées d'un raidisseur à treillis mécanique triangulé à base pré-enrobée. Elles assurent également le ferraillage principal du système de plancher.



FIGURE 39: LES DEUX TYPES DE POUTRELLES

4.4 Mise en œuvre sur chantier

a) Stockage sur chantier :

Pour un stockage sur chantier, un certain nombre de règles doivent être respectées:

• La zone de stockage doit être plane et pouvoir supporter la charge sans enfoncement.

• Les poutrelles seront posées sur deux bois de calage positionnés à 10 cm maximum des extrémités.

• Lors de la superposition des poutrelles on veillera à l'alignement vertical des bois de calage.

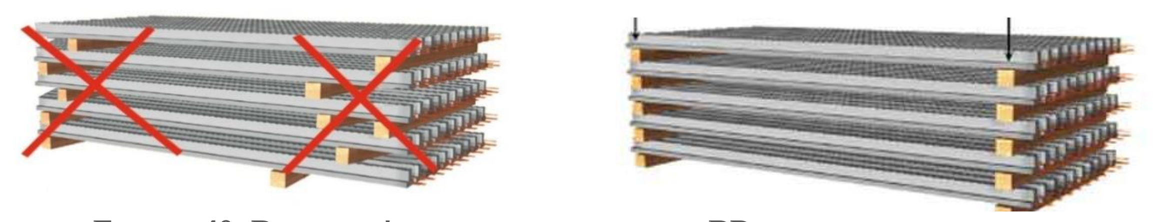


FIGURE 40: REGLES D'APPUI DES POUTRELLES BP EN PHASE DE STOCKAGE

La man*utention *:

La manutention des poutrelles se fait en deux points et à l'endroit, en suivant les conditions prévues à l'étude. Elle peut se faire soit manuellement, soit avec un engin de levage, en les soulevant au plus près des extrémités et en ne prenant qu'une rangée à la fois.

Il faut éviter le renversement des poutrelles. Dans le cas d'une prise avec des élingues entourant les poutrelles sans être bloquées, il faut veiller à ce que les élingues ne glissent pas. Les dispositions d'élingues sont définies sur les plans de pose .

Dans le cas particulier des poutrelles à treillis métalliques, la manutention se fait soit manuellement ou mécaniquement à l'aide d'élingues dont l'accrochage est pris au niveau des boucles du treillis à chaque extrémité ou soit par palonnier. Les dispositions d'élingage sont définies sur le plan de pose. La manutention se fait à l'endroit en évitant les porte-à-faux.



FIGURE 41:PRECONISATIONS DE MANUTENTION DES POUTRELLES EN BETON PRECONTRAINT ET EN BETON ARME

Remarque :

La pose et l'exécution font l'objet de plans et de documents suffisants pour définir entièrement les dispositions des planchers à réaliser, et portant la marque commerciale du procède et la désignation du centre de production des poutrelles avec la ou les références aux Avis Techniques.

Le plan de pose devra être obligatoirement fourni pour chaque chantier.

Pour ce qui est lié à la conception du plancher doivent figurer :

- Les charges appliquées sur le plancher brut fini avec leur décomposition;
- La définition des poutrelles, des coffrages, des entrevous ainsi que des armatures;

4.5 Conclusion :

Avantages	***Inconvénients***
+ Poids adapté aux possibilités de manutention du chantier. + Réduction considérable du coffrage et des étais. + Possède un faible coût de revient + Facilité d'exécution	- Nécessité d'une grue pour la pose des poutrelles - Portée plus imitée pour les poutrelles en BA - Nécessité d'une zone de stockage pour les poutrelles et les entrevous sur chantier. - Nécessité d'un faux plafond plus onéreux. - Mise en œuvre lente à cause de la pose par unité.

5- Variante IV : Dalle alvéolaire

Les dalles alvéolées sont des planchers complètement préfabriqués. Elles sortent de l'usine sous formes des dalles de béton comportant des vides de forme cylindrique sur toute leur longueur en béton précontraint et elles sont ensuite associées l'une à l'autre par un mortier ou du béton. Et cette opération, qu'on effectue en chantier, s'appelle le « clavetage ».
Elles sont principalement utilisées dans les domaines des bâtiments tertiaires et industriels (bureaux, centres commerciaux, parkings, entrepôts, groupes scolaires…)

5.1 Conception d'éléments d'un plancher alvéolé :

Les éléments des planchers alvéolés sont dimensionnés pour la flexion et les efforts tranchants, éventuellement en combinaison avec les charges de torsion. Il est également recommandé d'assurer la résistance au poinçonnement pour des charges concentrées élevées.
En outre, il est impératif de calculer la flèche et de s'assurer qu'elle soit inférieure aux valeurs admissibles préconisées par les règlements en vigueur.

Largeur des nervures et épaisseur des membrures :

bc : la largeur de la nervure

ht : l'épaisseur de la membrure supérieure

Selon la norme **NF EN 1168**,

La largeur minimale bc de la nervure doit respecter la condition suivante :

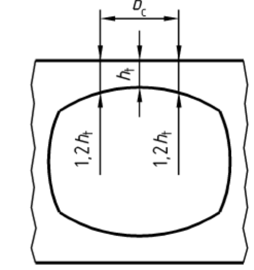


FIGURE 42: ALVEOLE

$$b_c \geq \max(\frac{h}{10}; 20\,mm\,; d_g + 5mm)$$

L'épaisseur minimale ht doit respecter la condition suivante :

$$h_t \geq \max(\sqrt{2h}\,;\,17\text{ mm}\,; d_g + 5\,mm)$$

L'enrobage minimal et entraxe des armatures de précontrainte est donné par la norme européenne NF EN 1168 par :

Cmin = 1.5 ϕ pour un entraxe des torons supérieur ou égal à 3ϕ

Cmin = 2.5 φ pour un entraxe des torons inférieur à 2.5ϕ

Avec : φ le diamètre du fil ou du toron

Forme des joints longitudinaux :

Les joints longitudinaux sont les joints que l'on utilise pour assurer le clavetage des dalles alvéolées venues de l'usine de fabrication.

La largeur des joints longitudinaux doit respecter les conditions suivantes :

- L_{joint} >= 30 mm en haut du joint
- L_{joint} >= max (5mm, dg) en bas du joint

Remarque :

D'après la norme ***NF EN 1168***, si le joint est assujetti à une force de cisaillement vertical, il est important de prévoir une rainure sur sa surface, la taille de la rainure doit être déterminée en fonction de la qualité du béton de clavetage et de la valeur de la force du cisaillement vertical.

Les dalles alvéolées doivent être vérifiées vis-à-vis de l'éclatement et de l'effort tranchant, en se référant à l'**Eurocode1** et l'**Eurocode2**

5.2 Portées limites des Dalles Alvéolaires SADET :

Les portées des dalles alvéolées fournies par l'entreprise SADET en fonction de l'épaisseur de la dalle et des surcharges permanentes et d'exploitation.

Surcharge Exploitation + permanente	DAS 160	DAS 200	DAS 250
250 + 0 (Kg/m²)	8.90	10.00	12.10
250 + 100 (Kg/m²)	8.10	9.30	11.20
400 + 100 (Kg/m²)	7.30	8.40	10.20
500 +10 0 (Kg/m²)	6.80	7.90	9.60
800 + 0 (Kg/m²)	6.00	7.00	8.70
1000 + 0 (Kg/m²)	5.50	6.40	8.10

TABLEAU 12: CARACTERISTIQUES DES TYPES FOURNIS PAR SADET (FICHE TECHNIQUE DE SADET)

5.3 Types des montages :

- **Table de compression**

Elle sert à augmenter la capacité portante du plancher, combler les vides jointifs entre dalles et améliorer la répartition des charges concentrées. Son épaisseur est d'au moins 4 cm, elle est généralement coulée sur un treillis. Cette dalle est également utile pour éviter les fissures au-dessus des appuis si celle-ci est armée de façon adéquate.

Montage sans dalle de compression :

Dans ce cas, les dalles sont simplement clavetées et reçoivent des revêtements de sol de type souple (non fragiles) après rattrapage de la surface
La mise en œuvre de revêtement de sol scellé (carrelage) est autorisée.

Montage avec dalle de compression :

Pour répondre aux exigences acoustiques ou au cas de charges élevées, les DA peuvent être utilisées avec une dalle de compression en béton armé, leur face supérieure est rugueuse (type C conformément à l'**Eurocode2**).

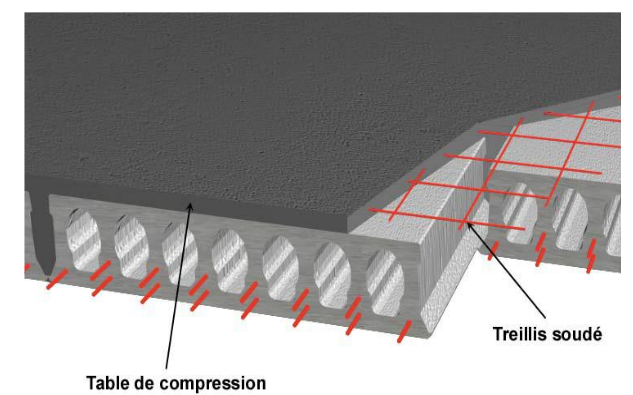


FIGURE 43: DALLE ALVEOLAIRE AVEC DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression et le clavetage entre dalle devront être réalisés, après humidification des joints, avec un béton de classe de résistance minimale C25/30 dont le diamètre maximal sera limité à 10 mm. On veillera au parfait serrage du béton dans les joints. La table peut être coulée soit en même temps que les clavetages, soit après coulage et durcissement complet des joints.

Dans tous les cas, il est impératif de ne pas solliciter le plancher pendant la montée en résistance du béton de joints.

5.4 Processus de fabrication :

Comme les prédalles, les dalles alvéolées sont construites sur des pistes dont la longueur varie entre 80 et 200 m, mais contrairement aux prédalles, les dalles alvéolaires sont fabriquées en pré tension suivant les étapes suivantes :

- Mise en place des armatures de précontrainte.
- Mise en tension des câbles à l'aide des vérins.
- Coulage des éléments de plancher.

Les alvéoles sont obtenues à l'aide des machines fileuses ou extrudeuses qui jouent le rôle du moule grâce à leur noyaux vibrants. Elles font par la suite l'objet d'un traitement thermique par vapeur d'eau pendant 12h environ en vue d'accélérer le durcissement du béton.

Les armatures de précontrainte sont finalement relâchées, d'une manière progressive, une fois le béton atteint la résistance désirée (25MPa en général).

(*D'après « **Planchers et toitures préfabriqués** » par la **Fédération de l'Industrie du Béton (FIB**))

5.5 Mise en œuvre sur chantier :

Joints : Les joints doivent, après humidification des faces latérales des dalles alvéolées, être remplis de béton fin (gravillon de 16 mm maximum), avec une résistance supérieure ou égale à 23 MPa.

Appuis : Les dalles alvéolées sont posées à sec sur des surfaces d'appui convenables avec des largeurs d'appuis supérieures aux valeurs nominales définies ci-dessus (voir schéma).

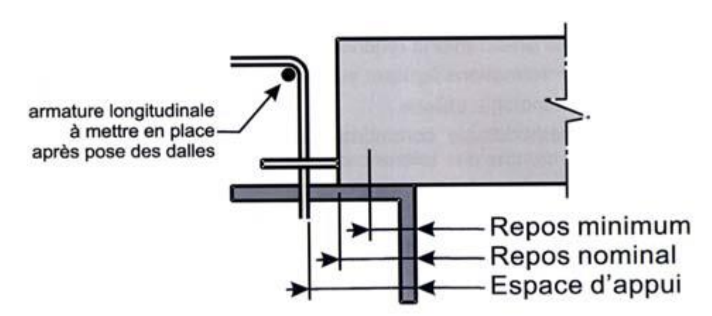


FIGURE 44: REGLES DE REPOS DES PLANCHERS ALVEOLAIRES

Repos nominal **:** Valeur du repos sur appui indiquée sur le plan de préconisation de pose.

Pour garantir le repos minimum, le repos nominal doit tenir compte des tolérances de fabrication des dalles et des tolérances d'exécution des ouvrages prises en général à plus ou moins 2 cm.

Espace d'appui **:** profondeur d'appui devant être réservée pour permettre la pose des dalles alvéolées compte tenu d'obstacles éventuels (cadres de poutre par exemple) et des différentes tolérances.

Repos minimum **:** Valeur de repos sur appui en dessous de laquelle une lisse de rive est obligatoire.

5.5.1. Manutention

Les dalles alvéolées sont, de préférence, posées directement sans stockage. Dans le cas où ce dernier est indispensable, elles doivent être stockées d'une façon horizontale sur une surface fixe, plane et facilement accessible.

Elles ne doivent pas être stockées pour plus de deux semaines, sinon, le fabricant doit prendre en considération cette donnée dans les vérifications.

On réalise la manutention des dalles alvéolées par des palonniers à pince, des sangles ou encore des élingues qui passent par des trous qui traversent la dalle

Levage par sangle

Les dalles ou les éléments démodulés (de moins de 1.20 m de largeur) peuvent être mis en place avec des sangles ou des chaînes ceinturant la dalle.

Dans ce cas il faut casser les angles inférieurs de la dalle à 60 cm des extrémités pour éviter que les sangles ne glissent. Il convient d'éliminer les angles vifs pour ne pas "blesser" les sangles (figure 1).

- Les sangles de manutention devront être obligatoirement protégées par une gaine.
- L'angle formé par le dessus de la dalle et les élingues ne devra être en aucun cas être inférieur à 60°.



FIGURE 45: LEVAGE PAR SANGLES

Manutention par chaine + barre

Quatre réservations transversales sont pratiquées, en usine, dans les dalles. Une barre métallique est passée dans les anneaux des chaînes en sous-face des dalles alvéolées. Une chaîne de sécurité reliera la barre métallique à la chaîne de levage, afin d'éviter la chute de celle-ci.

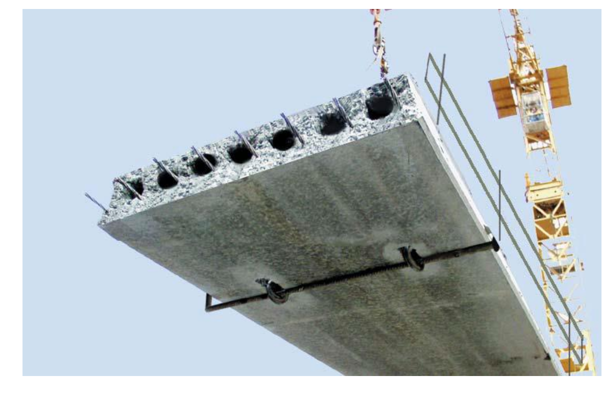


FIGURE 46: MANUTENTION PAR CHAINE + BARRE

L'angle formé par le dessus de la dalle et les élingues ne devra être en aucun cas être inférieur à 60°.

Levage par ancres :

Le système de levage intégré de la Dalle Alvéolée se décompose principalement en trois parties :

- Ancre de levage

Chaque dalle est équipée de quatre ancres de levage positionnées dans chacune des deuxièmes alvéoles en partant des bords et à environ 60 cm des extrémités.

- Anneau de levage

Ce sont des anneaux de levage à verrou à décrochage manuel ou en acier forgé de catégorie 2.5 ou 5 tonnes.
La force portante est inscrite sur la tête de l'anneau et sur la partie visible de l'ancre.

- Elingue ou palonnier de levage équilibré

Ce système de levage est conçu pour être manipulé directement avec des élingues de chantier.
Le levage doit toujours se faire en utilisant simultanément les 4 ancres ou un palonnier équilibré en fonction du poids des dalles.
L'angle formé par le dessus de la dalle et les élingues ne devra en aucun cas être inférieur à 60°.

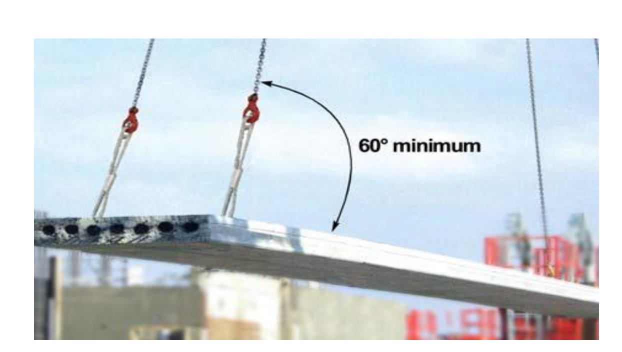


FIGURE 47: LEVAGE PAR ANCRES

5.5.2. stockage

Le schéma statique du stockage est le suivant :

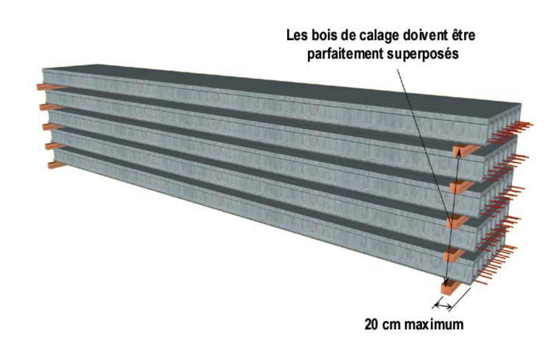


FIGURE 48: STOCKAGE DES DALLES ALVEOLEES

5.6. Matériaux :

Béton

Le béton utilisé pour le béton précontraint doit être d'une qualité exceptionnelle et présente une haute résistance, car lors de sa fabrication, le béton est soumis à des contraintes préalables permanentes de compression tant qu'il n'est pas précontraint, il risque de se fissurer.

Ce béton est de granulats courants, de granulométrie limitée à 8 mm, comportant une proportion volumique en granulats de l'ordre de 70 %. Sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{c28} est supérieure ou égale à 40 MPa.

Armatures de précontrainte :

Le diamètre des armatures de précontrainte est fixé par le règlement NF EN 1168 comme suit
Pour les fils : Le diamètre est limité à 11mm.
Pour les torons : Le diamètre ne doit pas dépasser les 16mm.
La norme NF EN 1168 interdit l'utilisation des barres de précontrainte pour les dalles alvéolées.

Armatures structurales :

a) Armatures transversales

Selon la norme NF EN 1168, les armatures transversales sont indispensables pour les dalles alvéolées dont la largeur dépasse 1200 mm. Ces armatures sont calculées en fonction du chargement. Les armatures du ferraillage minimal transversal doivent être de :

- Diamètre d = 5mm
- Entraxe e = 500mm.

b) Armatures longitudinales :

Selon la norme NF EN 1168, les armatures longitudinales dans un plancher alvéolé doivent être réparties uniformément suivant la largeur des éléments alvéolaires, et l'entraxe entre deux armatures doit être au plus 300mm. La norme exige également que les nervures contiennent des armatures (au moins une) et que les espacements horizontal et vertical, entre armatures, vérifient les conditions suivantes :

$$e_h \geq \max\left((d_g + 5\ mm); 20mm\ ;\ \emptyset\right)$$

$$e_v \geq \max(d_g; 10mm; \emptyset)$$

Où d_g est le diamètre du plus gros granulat du béton de clavetage.
Et est ϕ est diamètre des armatures longitudinales.

5.7. Conclusion :

Avantages :

+ Poids adapté aux possibilités de manutention du chantier.

+ Réduction considérable du coffrage et des étais.

+ Le treillis soudé est fourni avec les dalles alvéolées.

+ Facilité d'exécution.

+ Faible poids par rapport à la dalle pleine.

+ Portée importante dans le cas des dalles alvéolées en béton précontraint.

Inconvénients :

-Nécessité d'une grue pour la pose des dalles alvéolées.

-Prix onéreux par rapport à la dalle pleine

-Nécessité d'une zone de stockage pour les dalles alvéolées.

- Les modifications concernant les ouvertures ne peuvent pas être effectuées simplement sur chantier.

6- Variante V : Dalle en post tension :

Quoique le béton armé soit le matériau le plus employé dans le monde de construction pour ses avantages techniques et économiques, il présente deux inconvénients majeurs : son poids propre et sa ductilité réduite qui engendrent une limitation sur la portée. En effet, pour des construction de grande portée, afin de résister au moment fléchissant , on a besoin d'une section plus grande , donc un poids énorme et des moments fléchissants plus importants.

En 1928, Eugène Freyssinet a inventé la précontrainte qui saura améliorer les performances du béton vis à vis et à la compression et à la traction.

6.1 Principe de la précontrainte :

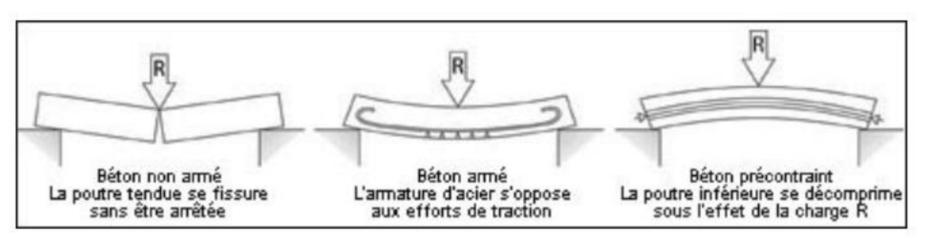


FIGURE 49: PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT

Tout comme le béton armé, la technique du béton précontraint associe le béton et l'acier, or cette dernière consiste à remplacer l'armature de traction classique par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte, ensuite à comprimer initialement le béton , en tirant sur les câbles , pour qu'en tous points les compressions soient supérieures aux tractions qui se développeront ultérieurement, le résultat obtenu est une fibre supérieure tendue et une fibre inférieure comprimée. Par conséquent, pour que la contrainte maximale en traction du béton précontraint nécessite un effort plus important pour être atteinte. Donc une même charge nécessite moins de section en béton précontraint qu'en béton armé , ce qui donne des portées plus importantes en béton précontraint. Le résultat est donc un ouvrage de portée importante et section réduite.



FIGURE 50: DALLE EN POST TENSION

Composition :

On distingue deux types de précontraintes en dalle post tension :

La précontrainte adhérente : un ou plusieurs torons nus sont enfilés dans des gaines nervurées métalliques ou plastiques. Ils sont protégés après mise en tension par une injection rigide au coulis de ciment ;

La précontrainte non adhérente : des torons gainés et lubrifiés en usine sont directement positionnés dans les coffrages.

1. ***Précontrainte adhérente***

Description du kit :

Des conduits : ils sont de types métalliques réalisés, à partir de feuillard d'acier ou plastique, de formes circulaire ou rectangulaire. Ces conduits peuvent être équipés de systèmes d'injection intermédiaire positionnés en fonction du tracé

Une armature : Elle est composée de un ou plusieurs torons caractérisés par une section nominale et une classe de résistance. Ces fournitures font l'objet de certification par des organismes accrédités (en France, l'ASQPE) permettant de garantir les différentes caractéristiques mécaniques et dimensionnelles ;

Des ancrages : on distingue les ancrages actifs et passifs, noyés ou non. La mise en tension est effectuée à partir des ancrages actifs disposés à une ou aux deux extrémités du câble en fonction de la longueur. Dans le cas d'une mise en tension du câble à une seule extrémité, l'autre ancrage est dit passif.

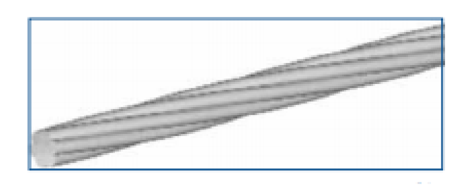


FIGURE 52: TORON A 7 FILS



FIGURE 51: SYSTEME D'INJECTION 4 TORONS

2. *Précontrainte non adhérente*

Description du kit

Les kits mis en œuvre sont dans ce cas constitués par :

Une armature : généralement un ou plusieurs torons lubrifiés introduits dans une gaine polyéthylène haute densité (PEHD) lors de la fabrication en usine. Elle est caractérisée par une section nominale et une classe de résistance. Ces torons peuvent être regroupés (2 , 3 ou 4) pour former des unités plus puissantes ;

Des organes d'ancrage : comme dans le cas de la précontrainte adhérente, on distinguera les ancrages actifs ou passifs, noyés ou non. L'utilisation de coupleurs est également possible ;

une protection définitive des armatures, assurée par la gaine PEHD et un lubrifiant protecteur (généralement de la graisse ou de la cire) lors de la fabrication en usine.

FIGURE 53 : MONOTORON ET SA GAINE PEHD

Comparaison des deux types de précontrainte par post-tension :

Type de précontrainte	Avantages	Inconvénients
La précontrainte adhérente (avec injection)	- Meilleur niveau de protection incendie. -Possibilité de ré-ancrage des câbles dans le cas de la réalisation d'ouvertures, grâce à l'auto-ancrage par adhérence.	- Injection à réaliser sur chantier.
La précontrainte non adhérente (torons graissés)	-Moins d'encombrement dans l'épaisseur de la dalle -Plus grande liberté sur le tracé en plan -Ne nécessite pas d'opération d'injection après tension.	-Nécessité des précautions particulières lors de la création d'ouvertures après coulage et mise en tension.

TABLEAU 13: COMPARAISON ENTRE LES DEUX TYPES DE PRECONTRAINTES

6.2 *Pré dimensionnement :*

Avec une dalle précontrainte, on peut aller jusqu'à des portées de 11m.

L'épaisseur de la dalle est entre 1/40 et 1/50 de la plus grande portée.

Dans notre cas, on a $h = 8,82/50 = 17cm$ à $22cm$

D'où $g = 2,5 + 25 * 0,2 = 7,5KN/m2$.

6.3 Mise en œuvre de la précontrainte des planchers :

Coffrage :

Le coffrage d'une dalle précontrainte par post tension est du même type qu'une dalle en béton armé coulée en place. Cependant, étant donné que l'épaisseur d'une dalle précontrainte est inférieure à celle d'une dalle en béton armé, un coffrage « **allégé** » peut être utilisé.

Ferraillage :

Les gaines sont mises en œuvre en même temps que le ferraillage passif éventuellement nécessaire.

Les câbles de précontrainte sont préfabriqués soit sur chantier, soit en usine. Ensuite ils sont disposés sur des supports ponctuels (chaises d'appui) afin d'assurer l'ondulation des câbles selon un tracé bien précis.

Bétonnage :

Le bétonnage est réalisé par pompage, et donc de gros volumes sont réalisés en une durée très courte.

La mise en tension :

La mise en tension est effectuée par une main d'œuvre très qualifiée issue d'une entreprise spécialisée après que le béton ait atteint la résistance requise (**15 à 25 MPA** sur cylindre) donc environ 7 à 8 jours **après la fin du bétonnage.**

Vérifications

Lors de la mise en tension du béton, la résistance caractéristique de traction vaut :

$$Ftj = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1MPa$$

On vérifie bien que : $\sigma bmax = 2,696MPa \leq 0,6 * fcj = 15MPa$

Et $\sigma bmin = 2,358MPa \geq -1,5\, ftj = -3,15\, MPa.$

La vérification de la contrainte avant la mise en tension n'est pas nécessaire, vu qu'on ne décoffre pas avant cette date.

Le matériel de mise en tension est un matériel léger, permettant une manipulation manuelle des vérins mono torons d'un poids d'environ 25 Kg.

Décoffrage :

Le décoffrage peut avoir lieu immédiatement après la mise en tension, en enlevant jusqu'à 50% du coffrage. En effet, le plancher devient autoporteur, et des étaiements très légers sont mis en place après décoffrage pour la poursuite du chantier et la mise en place du coffrage des niveaux supérieurs, contrairement à un plancher en béton armé qui nécessite le maintien de l'étaiement plusieurs jours après la dépose du coffrage.

La mise en œuvre de la protection / L'injection

Dans le cas d'une précontrainte adhérente, l'injection des gaines au coulis de ciment peut être réalisée en temps masqué, dans un délai maximum d'environ un mois après mise en place des armatures dans les conduits.

6.4 Réalisation des ouvertures dans le plancher en post-tension :

Un repérage du tracé des câbles de précontraintes est établi dans le plancher existant sur la base du dossier de plans de récolement et complétée par une vérification de la position réelle des câbles à l'aide d'un détecteur d'armatures (magnétique ou ultrasonique).

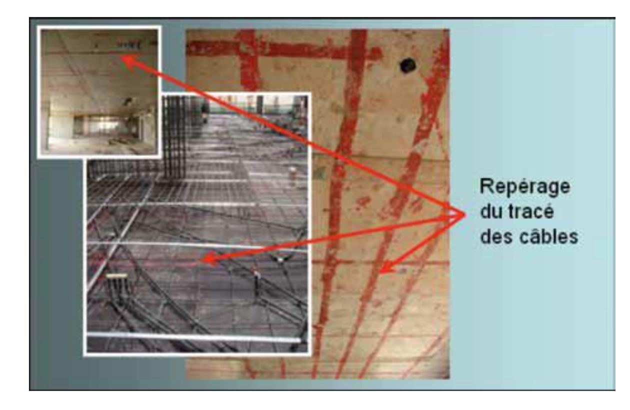


FIGURE 54: REPERAGE DES CABLES DANS UNE DALLE EN POST-TENSION

À titre d'exemple, la mise en place en fond de coffrage d'un repère visible après le décoffrage permet de signaler les extrémités des câbles.

Cela peut également consister à réaliser des marquages à la peinture (ou autres techniques) sur le fond de coffrage et qui resteront visibles après le décoffrage.

6.5 Conclusion :

Avantages :

- Suppression des retombées de poutre, car le contreventement est fait par voiles et non pas par portiques.

- Un nombre de poteaux ou piliers réduits grâce à de plus grandes portées, donc une augmentation en espace.

- Des économies directes sur les éléments porteurs et fondations grâce au poids de la variante.

- Un gain en hauteur de l'ouvrage qui peut se traduire par une augmentation du nombre de niveaux.

Inconvénients :

- Nécessité d'une main d'œuvre spécialisée et onéreuse.

7-Variante VI : Dalle réticulée

7.1 Définition:

Les planchers réticulés sont des planchers bidirectionnels en béton armé ; ces planchers sont des planchers-dalles, sans poutres, constitués d'une dalle allégée par des blocs perdus ou récupérables regroupés en grilles constituées de nervures.

Face à la rigidité des schémas structurels de type unidirectionnel dans les porte-à-faux, les plaques réticulées avec leurs panneaux et nervures croisées, résolvent brillamment les coins en porte-à-faux avec tranquillité, sans introduire aucune anormalité dans les processus constructifs du ferraillage. L'emploi des dalles réticulées dans les constructions habituelles permet d'économiser l'acier, le béton et le poids général.

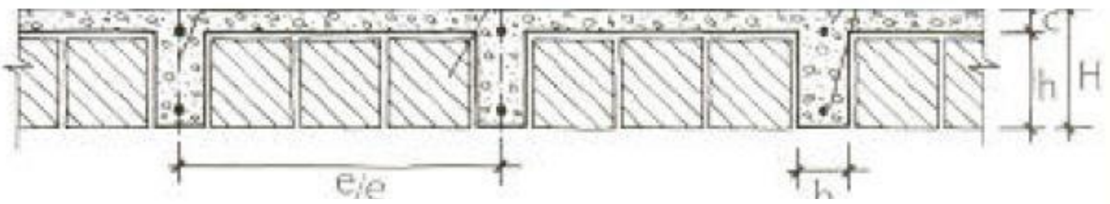


FIGURE 55:COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER

Les paramètres basiques qui définissent les caractéristiques du **plancher réticulé :**

- L'entre axe « e » : est la distance séparant les axes de deux nervures successives
- Epaisseur du plancher « H »
- Epaisseur de la dalle de compression « C »
- Epaisseur du bloc léger perdu ou récupérable « h »
- Largeur des nervures « b »

L'abaque :

A l'endroit du croisement des poteaux avec le plancher, les sollicitations deviennent de plus en plus importantes, c'est pour cette raison qu'on dote le plancher dans ces endroits, d'une dalle pleine d'épaisseur H et dont les proportions sont déterminées par les réglementations techniques spécifiques.

Cette **partie pleine** du plancher réticulé est appelée « **abaque** ». L'épaisseur de ces abaques peut, parfois, dépasser celle du plancher, dans le cas où on a des charges d'exploitation très importantes. Ces abaques en béton armé apparaissent dans les plancher réticulés par mesure de précaution **contre le risque de poinçonnement**.

7.2 Types de dalles réticulés

Il existe deux types de dalles réticulées distinguées par le type de coffrage et le types de blocs employés

a) Dalle réticulée avec blocs allégés ou perdus.
b) Dalle réticulée avec caissons récupérables.

Dalle réticulée avec caissons en blocs perdus :

Type de caissons perdus :

- En argile expansée
- En béton
- En polystyrène expansée



FIGURE 56: CAISSON RECUPERABLE EN BETON

Dalle réticulée avec caissons récupérables

L'utilisation des caissons récupérables est la plus répandue, car elle permet de réduire les délais d'exécution. Ces caissons sont déposés sur des échafaudages ou des tables glissantes, le plancher prend ainsi la forme d'un plancher nervuré à voûtes d'égales dimensions. Quand il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation, on cache ces voûtes par un **faux plafond**. Quant aux locaux publics, on préfère les laisser nus aux visiteurs. L'usage de ces caissons dans la mise en œuvre des dalles réticulées est primordial lorsque les portées entre appuis dépassent 7m.



FIGURE 57: CAISSONS RECUPERABLES

Il existe différents type de caissons mais celui en plastique présente plusieurs avantages :

- **Sécurité** : En utilisant ces caissons nous garantissons la sécurité des opérateurs de chantier, car l'assemblage du système est par dessous ce qui nous permet de réalisé un coffrage facile et autoportant, sans avoir besoin ni du platelage ni d'autre dispositif particulier
- **Décoffrage** : Le béton n'adhère pas au plastique, le décoffrage est donc effectué facilement et rapidement. Le nettoyage se fait simplement à l'eau, sans détergents ou produits particuliers.
- **Réutilisation** : Grâce à sa forme et aux caractéristiques des matériaux, le caisson peut être réutilisé pour plusieurs coulages.
- **Manutention** : Les matériels peuvent être désassemblés et déplacés, sans l'emploi d'une grue, facilement et rapidement sur chantier. Les caissons peuvent être stockés dans un espace réduit, même dans des lieux humides.

7.3 Pré dimensionnement :

Entre axes :

La norme espagnole exige que la séparation entre nervure ne doive pas dépasser **1m**. On choisit en général un entre axe de **80 cm.** L'épaisseur de base des nervures recommandée par la norme doit vérifier les inéquations suivantes : $\boldsymbol{b > max\,(h/4\,;\,7)}$

h : étant la hauteur du bloc léger récupérable

Les chapiteaux

Pour remédier au problème du poinçonnement provoqué par les poteaux, on met en place une dalle de compression en béton armé nommée abaque, et quand les surcharges sont excessives, on peut ajouter une partie champignon à cet abaque tout en respectant un angle de 45° au-dessous du plancher. Cette partie saillante du plancher est appelé « chapiteau ».

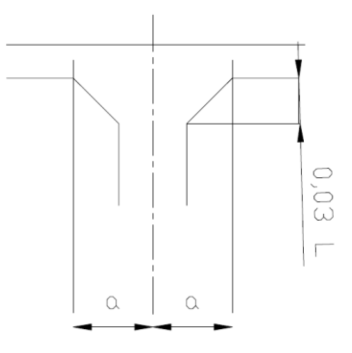


FIGURE 58: CHAPITEAU

On prend en général :

$$\frac{L}{10} \leq a \leq \frac{L}{9}$$

L : étant la plus petite portée entourant le poteau

Epaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur, il faut se baser sur les portées de calcul, sur les conditions de continuité et l'encastrement aux appuis, sur les charges appliquées et sur la fragilité des murs sur lesquels les planchers s'appuient.

Toutes les normes établissent des valeurs minimales et maximales, ainsi que des limites d'élancement.

La norme **EHE** limite le rapport épaisseur/portée dans les plaques allégées à :

$$\boldsymbol{\frac{H}{L} = \frac{1}{28}}$$

Dalle de compression :

La dalle de compression minimale recommandée par la norme est de 3cm, dans le cas où on utilise un coffrage à base des caissons récupérables, la norme espagnole EH-88 exige que la couche de compression ait une épaisseur minimale d'un dixième de la portée libre entre nervures : $\boldsymbol{C > L/10}$

En appliquant la formule ci-dessus, la valeur de C peut dépasser les 6cm. Les règles de bonne pratique, montre par contre que l'utilisation d'une dalle de compression d'épaisseur **5cm** est suffisante dans la majorité des cas.

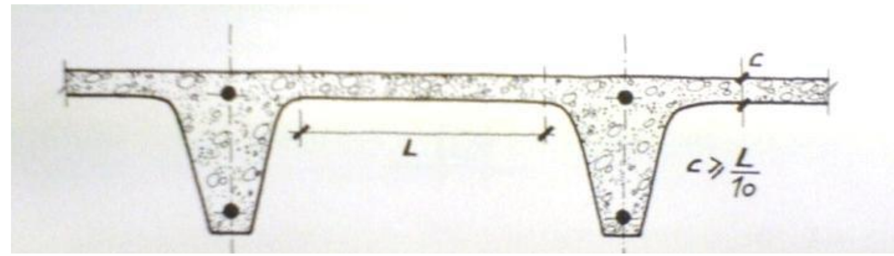


FIGURE 59: SCHEMA DES GRANDEURS A PRE-DIMENSIONNER

Dans les planchers réticulés, on trouve aussi des poutres noyées ou à très faible retombée. Ce type de poutre dans les planchers réticulés est très spécial, car elles sont, en général, encastrées dans la dalle et elles sont conçues pour résister, à la fois, à la flexion et à la torsion, contrairement aux poutres ordinaires. Ces poutres sont appelées « **couronnes** ».

Les couronnes relient les abaques entre elles, entourent le bord du plancher, supportent les cloisons de façade, enlacent les vides prévus pour les trémies, ascenseurs, ou cages d'escaliers, résistent aux efforts de torsion dans les bords du plancher et redistribuent les efforts anormaux.

H (en cm)	**20**	**25**	**30**	**35**
B (en cm)	25	25	30	35

FIGURE 60: LARGEUR DES COURONNES EN FONCTION DE L'EPAISSEUR DU PLANCHER

7.4 Processus d'exécution

Les phases d'exécution de la dalle réticulée sont :

- Implantation et montage du système de coffrage
- Mise en place des caissons récupérables.
- Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués.
- Coulage et compactage du béton.
- Réglage et nivellement de la couche de compression.
- Démontage du système de coffrage.
- Récupération des caissons.
- Réparation des défauts superficiels.

7.5 Conclusion

Avantages

+ Exécution entière sur chantier.

+ Poids léger par rapport aux variantes étudiées.

+ Non nécessité d'une grue de grande capacité ni de zone de stockage pour éléments préfabriqués.

+ Inexistence de poutres avec retombées, puisqu'elle fait partie des planchers dalles.

+ Importante portée par rapport à la dalle pleine.

Inconvénients

-Amortissement du coffrage.
- Prix onéreux du coffrage.
- Performance médiocre pour le plancher brut vis-à-vis des isolations et à la résistance au feu pour les dalles à caissons récupérables.

CHAPITRE IV:

CRITERES DE COMPARAISON

1. Performances des planchers :

1.1 Isolation acoustique :

Le son :

Le son est la sensation auditive engendrée par une onde acoustique qui se propage dans un milieu. L'onde acoustique résulte de la vibration d'un corps.

Dans l'air, la vibration d'un corps crée un mouvement d'agitation des molécules qui se transmettent de proche en proche pour donner naissance à une succession de zones de pression et de dépression qui constitue l'onde acoustique se propageant , avec une vitesse de 340 m/s depuis la source à l'oreille en faisant vibrer le tympan.

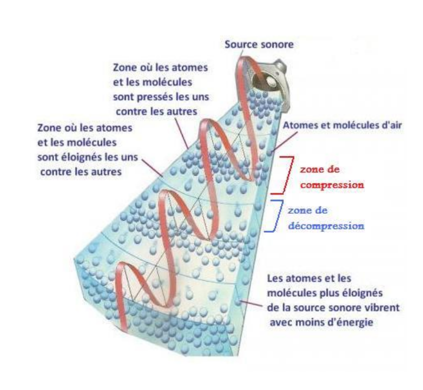


FIGURE 61: PROPAGATION DU SON

Le son est caractérisé par son niveau et sa fréquence :

-**La pression acoustique (niveau sonore)** : Le niveau sonore ou le niveau de pression acoustique d'un son (Lp) caractérise l'amplitude du son et permet de déterminer la puissance du son. Il est défini par le rapport de la pression acoustique à une pression de référence qui correspond au seuil minimum audible par l'oreille humaine.

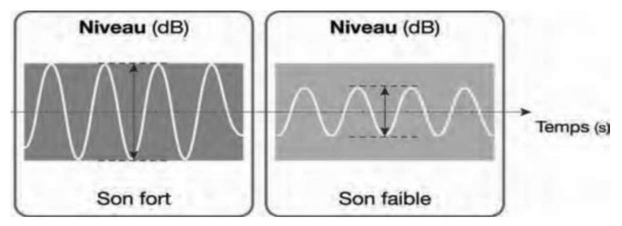


FIGURE 62: COMPARAISON DU NIVEAU SONORE D'UN SON FAIBLE ET UN SON FORT

Le niveau sonore s'exprime en Pascal (Pa), or vu que l'échelle de perception de l'oreille humaine est très vaste, on utilise dans la pratique une échelle logarithmique pour caractériser l'amplitude sonore. Cette échelle réduite s'exprime en décibel (db).

- La fréquence : Au sein de l'onde sonore la pression fluctue un certain nombre de fois autour de la pression atmosphérique. Le nombre de fluctuations par seconde défini la fréquence du son en hertz (Hz). La période T (s) est le temps entre 2 fluctuations. Plus la période T est longue, plus la fréquence est basse : on obtient un son grave, sinon : on obtient un son aigu.

On distingue trois types de fréquences : basse (sons graves), médium (sons moyens), haute (sons aigus).

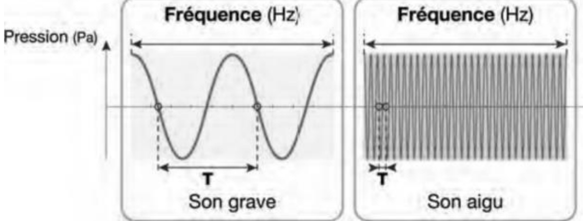


FIGURE 63: COMPARAISON DES FREQUENCES DES SONS AIGUES ET GRAVES

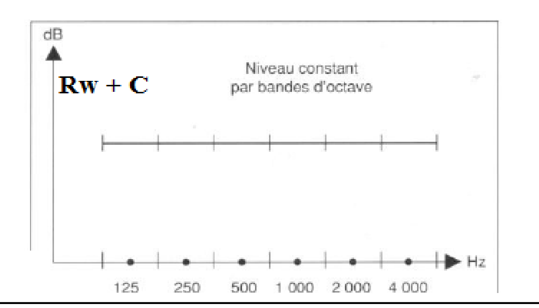
La capacité auditive des oreilles humaines se situe entre 20 Hz et 20 000 Hz, toutefois avec une sensibilité variable. Le son perçu, résultant des oscillations de pression, commence au seuil d'audibilité à 20µPa, le seuil de douleur se situant à environ 20 000 000 µPa ce qui est équivalent à 0dB et 120 dB.

Le bruit :

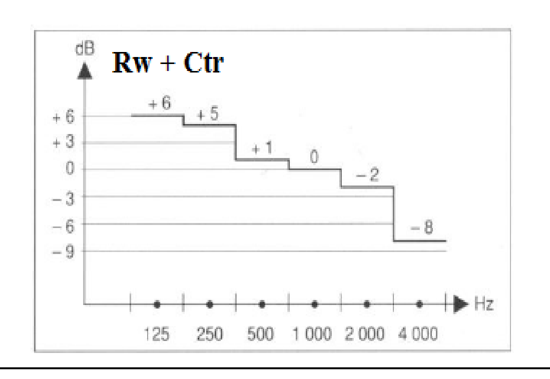
Le bruit est un mélange de sons différents, ayant chacun sa fréquence et son niveau sonore. Pour l'analyser, il faut évaluer le niveau sonore à chacune des fréquences qui composent ce bruit. Cette analyse permet d'identifier la prépondérance de composantes en fréquences graves, médiums ou aiguës. Le graphique qui représente le niveau sonore (en dB) pour chaque fréquence (en Hz) s'appelle le «spectre sonore» du bruit.

Les types de bruit normalisés:

Le bruit rose simule les bruits aériens émis dans le bâtiment et il est également utilisé pour représenter les bruits d'avions. Il est caractérisé par un niveau sonore de 80 dB par octave.



Le bruit route simule les bruits aériens émis par le trafic routier. Il est plus riche en sons graves que le bruit rose.



Le bruit d'impact (bruits solidiens) : Le niveau de pression pondéré du bruit de choc standardisé est défini par la valeur du niveau sonore mesure dans un local lorsque les planchers des autres locaux sont excités par une machine à choc normalisée. Ce niveau sonore s'exprime par la valeur normalisée L'nTw puisqu'il s'agit d'un niveau sonore corrigé en fonction de la durée de réverbération du local considère, de la durée de réverbération de référence et exprime en dB.

Addition des dB des bruits :

Du fait de l'échelle logarithmique, on ne peut pas ajouter arithmétiquement les décibels de deux bruits simultanés pour arriver au niveau sonore global. Il convient d'utiliser deux règles simples :

1. Pour 2 bruits de niveaux très différents (écart supérieur à 13 dB) : le plus fort couvre complètement le plus faible.

2. Pour 2 bruits de niveaux voisins (écart inférieur ou égal à 13 dB) : il faut calculer la différence en dB et ajouter au niveau le plus élevé la valeur correspondante (en dB) selon le tableau ci-dessous : En utilisant cette méthode successivement pour chacune des bandes d'octave d'un bruit, on arrive à caractériser le bruit par un seul chiffre, le niveau global dB.

Transmission du bruit :

La transmission directe est assez facilement calculable, à condition d'avoir des données : caractéristiques précises des matériaux de la paroi de séparation, dimensions bien sûr, mais aussi matériaux de surface du local récepteur.

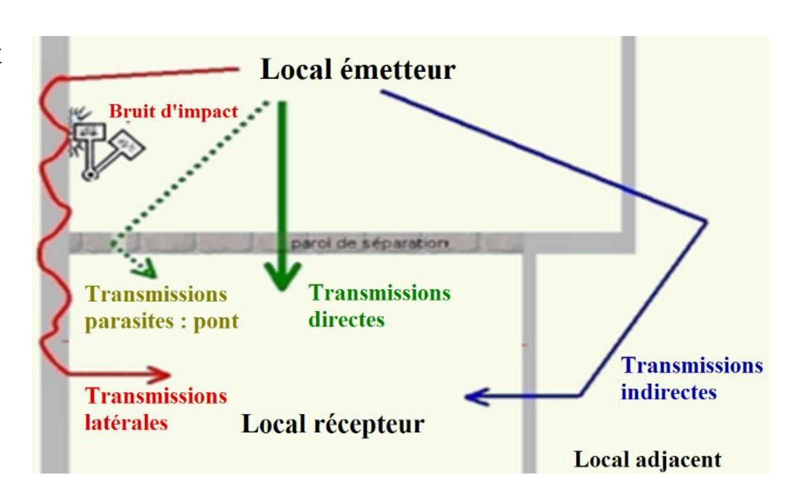


FIGURE 65: : TRANSMISSIONS DU BRUIT

Les transmissions par pont phoniques sont théoriquement calculables, mais il est très difficile de connaitre les caractéristiques des défauts, souvent cachés, sauf dans le cas d'un passage d'air "franc" comme un "jour" sous une porte par exemple.

La transmission indirecte peut se calculer, si on connait parfaitement la géométrie et les matériaux de surface de tous les locaux adjacents, et les matériaux constituant leurs parois.

Les transmissions latérales (il y en a toujours plusieurs possibles, dans les 2 dimensions) ont une influence très variable selon la constitution des parois de séparation et des parois latérales, et dépend de leurs jonctions. On les qualifie aussi de transmissions solidiennes.

Isolation acoustique :

But :

Selon la loi fédérale sur la protection de l'environnement **(LPE**) , l'un des buts à atteindre est de protéger les humains des bruits nuisibles

Parmi les éléments faisant diminuer l'intensité du bruit dans le local récepteur, on trouve le bruit de fond qui influence la perception du son provenant des locaux adjacents . Cette perception phonique dépend des différences de niveau sonore entre les évènements simultanés ;

<u>Indice d'affaiblissement acoustique (Transmissions directes) :</u>

Cet indice caractérise la qualité acoustique d'une paroi de construction (mur, cloison, plancher, plafond, fenêtre, porte, etc.). Il représente la quantité de bruit arrêtée par ce matériau ou produit. Un matériau est d'autant plus isolant que Rw est grand.

Dans la pratique, on détermine par une mesure en laboratoire sur une maquette représentative du produit ou du système, et ne prend compte que de la **transmission directe** d'un bruit aérien. Pour les différents types de bruit aérien intérieur (bruit rose) et extérieur (bruit route), on utilise des termes d'adaptation C et Ctr tel que :

Pour le bruit aérien intérieur : Ra = Rw + C en dB

Pour le bruit aérien extérieur : Ra, tr = Rw + Ctr en dB

Détermination de l'indice d'affaiblissement acoustique :

Cas d'une paroi simple :

Pour une paroi simple homogène ,cet indice peut être déterminé **théoriquement** par la loi de masse :

$$R_{global} = 19\, Log(M) + 20 \log\left(\frac{f}{500}\right)$$

Avec : R : Indice d'affaiblissement global en dB

M : Masse surfacique du matériau de la paroi

f : Fréquence du son

Cette loi suppose que :

- M soit constante sur la surface de la paroi (paroi d'un seul matériau homogène, d'épaisseur constante sur toute la surface).
- Paroi totalement désolidarisée à sa périphérie
- matériau pas (ou peu) rigide

Pour des raisons de simplification , on peut obtenir l'indice d'affaiblissement acoustique normalisé Rw d'une paroi simple par la courbe suivante :

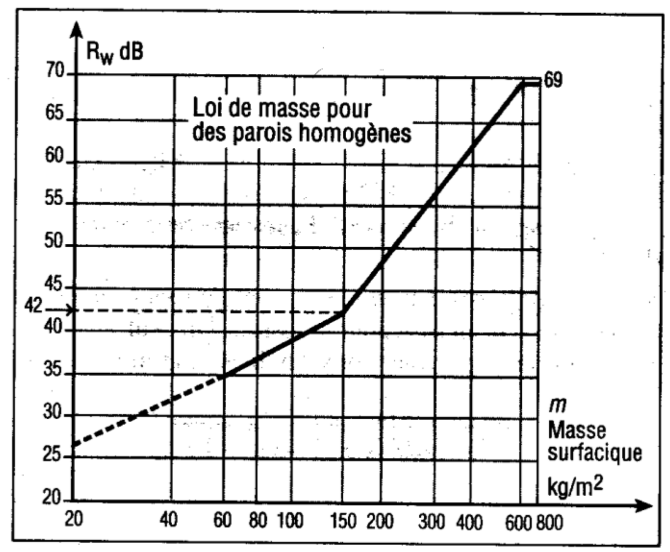


FIGURE 66: COURBE DE LA LOI DE MASSE

Poids surfacique (kg/m²)	Rw (dB)
$50 < M \leq 150$	$R_w = 17\ Log(P) + 5$
$150 < M \leq 700$	$R_w = 40\ Log(P) - 45$
$700 < M$	$R_w = 69$

TABLEAU 14:EQUATIONS DE CALCUL DE RW PAR LA LOI DE MASSE

Remarque : En fait cette loi suppose pour être établie, et donc utilisée, des conditions qui ne sont jamais réalisées en pratique, elle n'est donc pas utilisable pour faire des calculs, elle conduirait à des résultats erronés (et dans le mauvais sens).

Donc pour avoir des résultats plus exacts, on utilise une **loi pratique** qui donne une valeur de l'indice R généralement inférieure de la valeur théorique

La fréquence critique

Fc (Hz) qui est fonction du type de matériau, de son épaisseur et de sa rigidité à la flexion.

$$Fc = \frac{c^2}{1.9 * e * c1}$$

c : vitesse du son dans l'air = 340 m/s,

e : épaisseur du matériau (m),

c1 : vitesse longitudinale du son dans le matériau (m/s)

Pour le béton : c1 est fixée à 3400 m/s

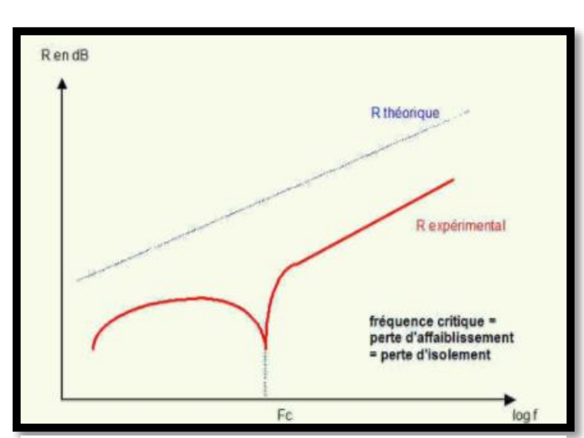


FIGURE 67: FREQUENCE CRITIQUE

L'isolement acoustique pour les transmissions latérales :

L'isolement acoustique latéral normalisé Dn,f en décibel, caractérise les transmissions latérales des bruits aériens entre deux pièces adjacentes au travers d'un plancher technique, d'un plénum, ou par une façade légère. Dans la pratique, on détermine par une mesure en laboratoire sur une maquette représentative du produit ou du système l'isolement acoustique latéral normalisé. La mesure donne lieu à l'établissement d'un rapport de mesure acoustique incluant en plus de l'indice pondéré les résultats de mesures par bande fréquence qui permettent une évaluation plus fine des performances de l'isolement des éléments.

Du fait des transmissions latérales, l'isolement brut D est toujours inférieur à l'indice d'affaiblissement Rw.

Les termes d'adaptation C et Ctr , permettent de calculer deux indices qui caractérisent les locaux en fonction de la source du bruit :

Pour le bruit aérien intérieur : DnT,A en dB

Pour le bruit aérien extérieur : DnT,A,tr en dB

Il s'agit d'une mesure en situation qui dépendra à la fois des caractéristiques de l'indice d'affaiblissement de la paroi séparative, de sa surface, des transmissions latérales, du volume du local de réception, de la durée de réverbération du local…

Plus les valeurs de l'isolement sont élevées plus le système d'isolation est performant et les indices DnT,A et DnT,A,tr sont utilisés dans la réglementation acoustique pour fixer les performances en termes d'isolement acoustique aux bruits aériens (intérieurs et extérieurs) entre locaux.

Les valeurs sont définies par local et selon l'usage du bâtiment.

Isolement brut et isolement normalisé :

L'isolement brut est la différence entre le niveau de bruit (L1) dans un local d'émission et le niveau (L2) dans un local de réception : $\boldsymbol{D = L1 - L2}$

L'isolement normalisé est l'isolement brut corrigé en fonction de la durée de réverbération réelle (Tr) mesurée dans le local de réception et une durée de réverbération de référence (T0) : D_{nT} = D + Log Tr/T0

Détermination de la valeur d'isolement acoustique normalisé sur site : $\boldsymbol{D_{nwT}}$

Elle se fait en tenant compte des propriétés du local récepteur

$$\boldsymbol{DnwT = Rw + 10\, log(\frac{Tr\, A}{T_0\, S}) - a}$$

Avec

- Temps de réverbération (formule de Sabine) : **Tr = (0,16 V) / A**

Le temps de réverbération Tr d'une salle est le temps nécessaire à un bruit pour décroître de 60 dB

Sa valeur croît avec le volume de la salle. Il diminue quand l'énergie absorbée par les parois augmente.

Temps de *réverbération de référence :* $\boldsymbol{T_0 = 0{,}5\ s}$ *pour l'habitation*

$\boldsymbol{T_0 = 0{,}8\ s}$ *pour les locaux scolaires*

- Aire d'absorption équivalente du local **:** $\mathbf{A = \Sigma\ Si.\ \alpha wi}$
  Coefficients d'absorption Sabine : **αw (béton) = 0.04**

- Volume du local de réception : V(m^3)
- S : surface de la paroi de séparation
- Rw = indice d'affaiblissement de la paroi en dB
- a : réduction de l'isolement du aux transmissions latérales en dB.

Le niveau de bruit de choc pondéré Ln,w et la réduction du niveau de pression du bruit de choc pondéré ΔLw

La réduction du niveau de bruit de choc pondéré ΔLw exprimé en dB permet de caractériser des éléments tels que les sous-couches acoustiques, sous revêtement de sol (carrelage et parquet), les isolants sous chapes.

La mesure est réalisée en laboratoire sous un plancher de référence en béton de 14 cm soumis aux sollicitations d'une machine à chocs normalisée. Le montage permet de s'affranchir de toutes transmissions latérales pour caractériser un produit (ou système) uniquement en transmission directe. La mesure permet de déterminer la réduction du niveau de bruit de choc pondéré ΔLw d'un revêtement de sol et le niveau de pression pondéré du bruit de choc normalisé Ln,w d'un plancher (avec ou sans revêtement de sol). ***Plus la valeur ΔLw est élevée plus l'efficacité acoustique au bruit de choc du revêtement de sol est élevée. Plus la valeur de Ln,w est faible plus l'isolement contre le bruit de choc est performant.***

<u>Notice d'acoustique du projet M Avenue</u> **:** Récapitulatif des exigences sur l'isolation acoustique

Le cahier de charge acoustique 'Four Seasons' décrit des performances en normes américaines, contenu des contraintes local, il a été établie des recommandations acoustiques pour l'hôtel de cette catégorie en norme internationale ISO 717 équivalente aux recommandations 'Four Seasons', et qui sont détaillées dans le tableau ci-après.

Il a été détaillé les performances par zone pour :

- Temps de réverbération optimal
- L'isolement aérien par rapport à l'intérieur
- L'isolement aérien par rapport à l'extérieur

- L’isolement solidien
- Les bruits de fond des équipements techniques

Conclusion :

Afin d’évaluer le pouvoir d’isolation des différents systèmes de planchers faisant objet de notre étude, il est nécessaire d’effectuer les mesures dans le laboratoire sur les matériaux et in situ, suivant les normes indiquées sur le tableau précédent pour chaque grandeur.
Or , puisque le but de notre étude est de comparer les performances de ces types vis-à-vis de l’isolation acoustique, on se contente de comparer l’indice d’affaiblissement acoustique normalisé Rw des planchers en question .

1.2 L’isolation thermique

Objectifs de la RT2012

Le Règlement Thermique de Construction au Maroc (RTCM) vise essentiellement à améliorer les performances thermiques :

- réduire les besoins de chauffage et de climatisations des bâtiments ;
- améliorer le confort des bâtiments non climatisés ;
- réduire la puissance des équipements de chauffage et de climatisation à installer;
- inciter les architectes, ingénieurs et maîtres d’œuvre à utiliser des principes de conception thermique performante de l’enveloppe du bâtiment;
- mettre à la disposition des maîtres d’ouvrage, décideurs publics et bailleurs de fonds, un outil permettant d’améliorer la productivité de leurs investissements ;
- Aider à la réalisation de diagnostics énergétiques des bâtiments existants.

Source « RT2012 »

Références normatives :

En absence de normes marocaines, on se réfère aux normes françaises suivantes :

- **NF EN ISO 10077-1** Performances thermiques des fenêtres, portes et fermetures – Calcul du coefficient de transmission thermique – Partie 1 : Méthode simplifiée.
- **NF EN ISO 10077-2** Performances thermiques des fenêtres, portes et fermetures – Calcul du coefficient de transmission thermique – Partie 2 : Méthode numérique pour profilés de menuiserie.
- **NF EN 12667** Performances thermiques des matériaux et produits pour le bâtiment. Détermination de la résistance thermique par la méthode de la plaque chaude gardée et la méthode flux métrique. Produits de haute et moyenne résistance thermique.
- **NF EN ISO 8990** Isolation thermique – Détermination des propriétés de transmission thermique en régime stationnaire – Méthodes à la boîte chaude gardée et calibrée.
- **NF EN ISO 9346** Performance hygrothermique des bâtiments et des matériaux pour le bâtiment – Grandeurs physiques pour le transfert de masse – Vocabulaire.
- **NF EN ISO 10456** Matériaux et produits pour le bâtiment – Propriétés hygrothermiques – Valeurs utiles tabulées et procédures pour la détermination des valeurs thermiques déclarées et utiles.

La conductivité thermique λ

La conductivité thermique **λ** s'exprime en Watts par mètre et Kelvin, W/mK ou W.m-1.K-1. La conductivité thermique sera d'autant plus faible que le matériau est un bon isolant. Pour l'isolation, il faut donc choisir des matériaux dont les conductivités thermiques sont très faibles. Un matériau est considéré comme isolant (RT 2012) lorsque que sa conductivité thermique est inférieure à : 0,065 W.m-1.K-1.

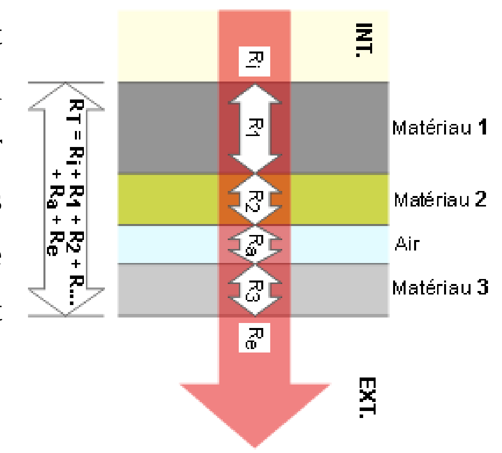


FIGURE 68: FLUX DE LA CHALEUR A TRAVERS LES PAROIS

Elle indique la quantité de chaleur qui se propage par conduction thermique :

- en 1 seconde,
- à travers 1 m² d'un matériau,
- épais d'un 1 m,
- lorsque la différence de température entre les deux faces est de 1 K (1 K = 1 °C).

Ce coefficient n'est valable que pour les matériaux homogènes. Il n'a pas de sens pour les matériaux hétérogènes au travers desquels la chaleur se propage en même temps par conduction, convection et rayonnement.

Pratiquement on distinguera :

λ_i	Conductivité thermique d'un matériau dans une paroi intérieure ou dans une paroi extérieure, à condition que le matériau soit protégé contre l'humidité due à la pluie ou à la condensation.
λ_e	Conductivité thermique d'un matériau dans une paroi extérieure qui n'est pas protégé contre l'humidité due à la pluie ou à la condensation.

- le cuivre est plus de 10.000 fois plus conducteur de chaleur que le polyuréthane.
- le polyuréthane conduit 100 fois moins la chaleur que la pierre lourde !

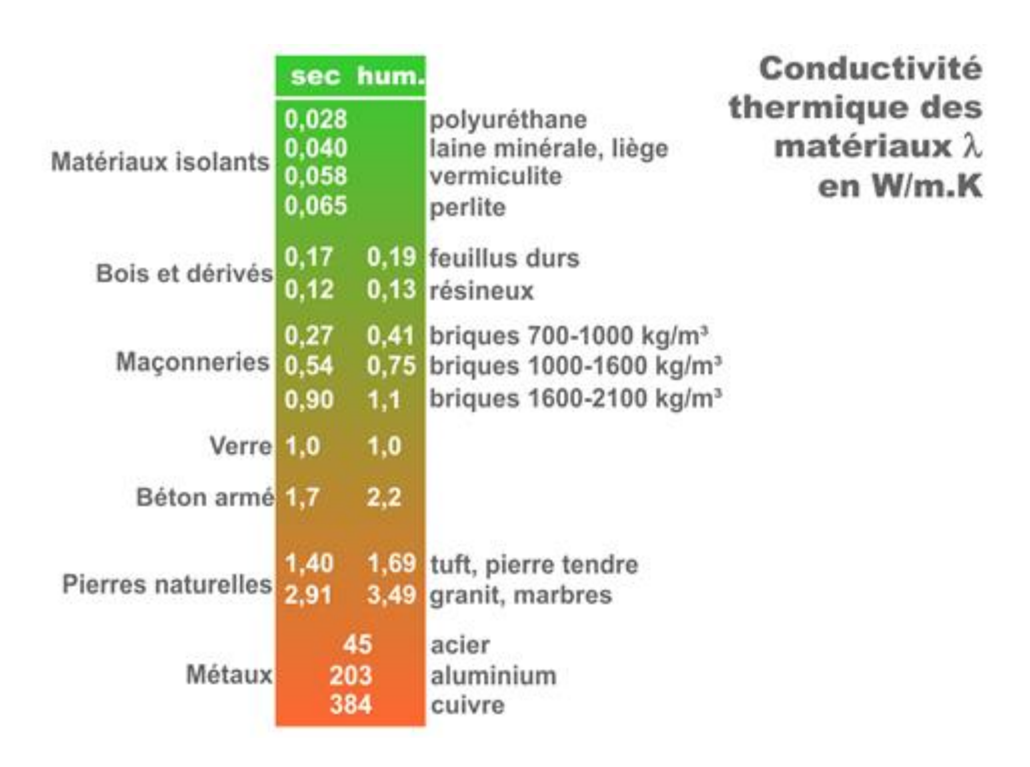


FIGURE 69: VALEURS DE LA CONDUCTIVITE THERMIQUE DE CERTAINS MATERIAUX

Les enduits :

- Béton : λ = 1,75 W.m-1.K-1
- Liège : λ = 0.050 W.m-1.K-1
- Laine minérale : λ = 0.045 W.m-1.K-1
- Polystyrène expansé : λ = 0.045 W.m-1.K-1
- Polyéthylène extrudé : λ = 0.045 W.m-1.K-1
- Vermiculite : λ = 0.065 W.m-1.K-1
- Verre : λ = 1 W.m-1.K-1
- Panneau d'OSB : λ = 0.13 W.m-1.K-1
- Mortier de ciment : λ = 0.93 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Mortier de chaux : λ = 0.70 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Plâtre (ρ > 1100 kg/m3) : λ = 0.52 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Plâtre (800 < ρ ≤ 1 100) : λ = 0.35 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Plâtre (ρ ≤ 800) : λ = 0.22 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Pierres lourdes : λ = 3.50 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Pierre calcaire : λ = 2.91 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Marbres : λ = 2.91 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Pierres dures : λ = 2.91 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Pierres fermes : λ = 1.74 $W.m^{-1}.K^{-1}$
- Pierres demi-fermes (moellon) : λ = 1.40 $W.m^{-1}.K^{-1}$

La résistance thermique R

La résistance thermique mesure la capacité d'isolation d'une couche de matériau : plus la couche sera isolante, plus la résistance thermique sera élevée. L'outil donne, en plus du calcul de la résistance thermique de la paroi, la valeur de sa déperdition thermique appelée aussi coefficient de transmission thermique de la paroi. Plus celui-ci est faible, plus la paroi est isolante.

Couches thermiquement homogènes

La résistance thermique d'une couche homogène est mesurée en mètres carrés Kelvins par Watt (m2.K.W-1 ou m2.K/W). Elle est égale au **rapport entre l'épaisseur e** en mètres (m) et **la conductivité thermique** du matériau lambda λ en Watts par mètre et par Kelvin (W.m-1.K-1ou W/mK) et se calcule d'après la formule suivante :

$$\mathbf{R_i = e_i / \lambda_i}$$

- **Ri** est la résistance thermique de la couche i, en m2.K/W
- **ei** est l'épaisseur de la couche i, mesurée d'après sa mise en œuvre dans la paroi, en m.
- **λi** est la conductivité thermique utile de la couche i en W/m.K.

Couches solides

Il s'agit de couches d'épaisseur constante, a hétérogénéités faibles et régulières pouvant être assimilées à des couches homogènes.

Résistance thermique d'une couche d'air :Ra en **m²K/W**.

R_a, la résistance thermique d'une couche d'air plane est l'inverse de la quantité de chaleur qui est transmise en régime permanent de la face chaude de la couche d'air vers la face froide, par conduction, convection et rayonnement, par unité de temps, par unité de surface et pour un écart de 1 K entre les températures des faces chaudes et froides.

La valeur Ra d'une couche d'air non ventilée est donnée par la norme EN ISO 6946.

Résistance thermique totale RT d'une paroi

La résistance thermique totale RT d'une paroi est la somme des résistances R des matériaux qui la composent, à laquelle s'ajoutent les résistances des surfaces intérieures Ri, extérieures Re et de lame d'air Ra éventuelle.

1.3 Résistance au feu :

Généralités :

Le comportement constructif d'un bâtiment en béton lors d'un incendie est un phénomène complexe à cause du nombre important de paramètres différents qui entrent en jeu. La façon actuelle classique dont on calcule la résistance au feu des bâtiments est fort incomplète. Toute la procédure de conception est très fortement simplifiée. Seuls la section des éléments et l'enrobage des armatures sont vérifiés à la lumière de certains critères de résistance au feu. La vérification de la stabilité générale sous l'influence d'actions directes ou indirectes dues à l'incendie est totalement absente. Seuls quelques programmes informatiques complexes traitent le comportement global de la structure.

Réaction d'un bâtiment vis à vis du feu :

Lorsqu'un incendie se déclare dans une partie de bâtiment, la température monte très rapidement, du moins s'il y a suffisamment de matériel combustible et d'oxygène. Les parties exposées de la construction se réchauffent en fonction de la conductivité thermique des matériaux: très rapidement pour l'acier exposé, assez lentement pour le béton. En effet, la température des constructions en acier non protégé évolue très rapidement à travers tout le profil, à cause de la grande conductivité thermique de l'acier et de la faible massivité du profil. La situation du béton est fort différente, le réchauffement se fait de façon beaucoup plus hétérogène sur la section et la longueur des éléments de construction.

Deux phénomènes viennent s'ajouter au niveau des matériaux:

- Une réduction de la résistance mécanique
- Des dilatations thermiques.

Le tableau suivant donne une indication de la résistance mécanique résiduelle du béton, des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte en fonction de la température. Les valeurs sont extraites de l'**Eurocode 2 "Design of concrete structures - Part 1.2: General rules - Structural fire design" .**

Température θ [°C]	Béton		Armature de béton armé		Armature de précontrainte (classe B) torons et fils
	granulats siliceux	granulats calcaires	laminé à chaud (classe N)	formé à froid (classe N)	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$f_{py,\theta}/(0,9\,f_{pk})$
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99
200	0,95	0,97	1,00	1,00	0,87
300	0,85	0,91	1,00	1,00	0,72
400	0,75	0,85	1,00	0,94	0,46
500	0,60	0,74	0,78	0,67	0,22
600	0,45	0,60	0,47	0,40	0,10
700	0,30	0,43	0,23	0,12	0,08
800	0,15	0,27	0,11	0,11	0,05
900	0,08	0,15	0,06	0,08	0,03
1000	0,04	0,06	0,04	0,05	0,00
1100	0,01	0,02	0,02	0,03	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

TABLEAU 15: CARACTERISTIQUES DU BETON , ARMATURES DU BETON ARME ET ARMATURES DE PRECONTRAINTE (EUROCODE 2)

Conformément à l'arrêté du 3 août 1999, la justification de la résistance au feu des éléments de construction peut être obtenue à partir :

- d'un essai au feu effectué sur un échantillon représentatif de l'élément concerné ;
- d'une analyse spécifique (extension de classement, avis de chantier) délivrée par un laboratoire agréé ;
- d'un calcul conformément à une méthode agréée par le CECMI, selon les DTU ou les Eurocodes.

La résistance au feu doit permettre, pendant les phases de développement, de limiter l'ampleur du sinistre en attendant l'intervention des secours. Les éléments de construction et équipements employés doivent opposer une résistance au feu ou à ses effets (chaleur, fumée) pendant une durée correspondant au rôle qu'ils ont à assurer. Fixée réglementairement, celle-ci est évaluée en fractions d'heures ou en heures.

Compte tenu de l'évolution de la réglementation européenne, on parlera de critères :

- ***Stabilité au feu (SF) = (R)*** Temps durant lequel la résistance mécanique sous charge est assurée
- ***Pare-flammes (PF) = (RE ou E)*** Temps pendant lequel l'étanchéité sous charge aux flammes, gaz chauds et toxiques, est assurée.
- ***Coupe-feu (CF) = (REI ou EI)*** Le degré coupe-feu (isolation thermique) définit le temps pour atteindre la température de 140 o C en moyenne et 180 o C ponctuellement sur la face opposée au feu.




FIGURE 70: STABILITE AU FEU (SF)=(R)

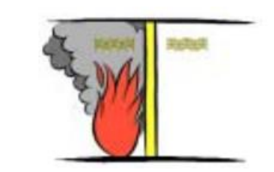


FIGURE 72: PARE-FLAMMES (PF)=(RE OU

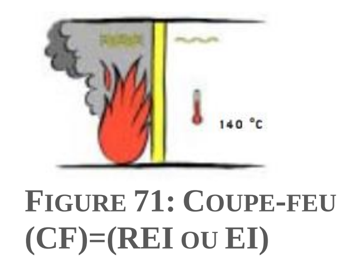


FIGURE 71: COUPE-FEU (CF)=(REI OU EI)

Critères à satisfaire pour les éléments de construction :

	Critères à satisfaire			Eléments concernés
	Stabilité mécanique	**Etanchéité aux flammes et aux gaz**	**Isolation thermique**	
Stabilité au feu (SF)	X			**Poteaux / Poutres**
Pare –Flammes (PF)	X	X		**Blocs-Portes Murs et cloisons**
Coupe-feu (CF)	X	X	X	**Murs et cloisons Planchers Blocs-portes**

TABLEAU 16: EXIGENCE AU FEU POUR LES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Durée de résistance au feu	**1/2h**	**1h**	**1h 30**	**2h**	**3h**	**4h**
Poteau exposé au feu sur les 4 faces	15	20	24	30	36	45
Poteau exposé au feu sur une face	10	12	14	16	20	26

TABLEAU 17: DIMENSIONS MINIMALES D'UN POTEAU A SECTION CARREE (CM)

Durée de résistance au feu	**1/2h**	**1h**	**1h 30**	**2h**	**3h**	**4h**
Epaisseur du mur (cm)	10	11	13	15	20	25
Enrobage des aciers pris en compte dans les calculs (cm)	1	2	3	4	6	7

TABLEAU 18: LES VALEURS D'EPAISSEUR ET D'ENROBAGE D'UN MUR PORTEUR EN BETON ARME

Durée de résistance au feu	**1/2h**	**1h**	**1h 30**	**2h**	**3h**	**4h**
Epaisseur du mur (cm)	10	11	13	15	20	25

TABLEAU 19: EPAISSEUR DES MURS

Calcul au feu dans les planchers :

Les planchers et poutres ne doivent pas présenter, une fois construits, de sections susceptibles de constituer un point faible.

Les trois causes principales d'affaiblissement sont :

- les clavetages de principe entre éléments lorsque ces clavetages ne reconstituent pas l'épaisseur des pièces assemblées ni le monolithisme de l'ensemble par des aciers (spécialement pour le critère coupe-feu).
- l'isostatisme des pièces, car la continuité sur appui intervient dans la transmission des efforts à l'aide des aciers supérieurs qui sont moins affectés au cours d'un incendie .
- les talons trop grêles et les parois trop minces ; l'examen des courbes de température dans une section droite montre en effet que les parties les plus chaudes sont les angles saillants, et que la température affecte d'autant plus un élément qu'il est plus élancé .

La justification de la stabilité des dalles comme éléments structuraux suppose l'apparition de rotules plastiques conduisant à la transformation de l'élément en mécanisme instable.

Les résultats des essais établis sur des dalles ont montré les limites de déformation des rotules sur appuis des dalles. Ainsi, les DTU imposent la prise en compte des déformations des rotules dans les appuis des dalles surtout sous l'effet du moment dû au gradient de température.

Pratiquement, trois méthodes sont utilisées dans le calcul au feu des dalles :

- La méthode générale
- La solution par coffrage
- L'application des règles simples :

L'utilisation des règles proposées par les DTU peut être justifiée si l'on s'intéresse qu'au paramètre le plus important pour la résistance au feu :

l'enrobage u :

		Exposition au feu en heures					
		0.5	**1**	**1.5**	**2**	**3**	**4**
u (cm)	Sans aciers sur appuis	1	2	3	4	6	8
	Avec aciers sur appuis	1	1.5	2	2.5	3.5	4.5

TABLEAU 20: LES ENROBAGES MINIMAUX

Dalle pleine ou plancher à prédalles ou en post tension :

Afin de simplifier l'évaluation de résistance au feu des dalles pleines et planchers à prédalles , on ne prend en considération que la résistance du béton seul au feu.

- e =7cm pour une heure de résistance au feu
- e =11cm pour deux heures de résistance au feu
- e =17,5 cm pour quatre heures de résistance au feu
-

Remarque :

Si l'épaisseur du plancher à prédalles ne garantit pas la résistance au feu nécessaire , de l'acier est rajouté sur chantier dont le ratio est donné par le fournisseur , ou on opte pour le flocage.



FIGURE 73: RAJOUT D'ACIER POUR LE FEU SUR DES PREDALLES SUR M AVENUE

Plancher poutrelles-hourdis et dalle alvéolaire :

De même que les planchers à prédalles la résistance au feu est donné par le fournisseur, généralement, ils ont un coupe feu REI30 donc une résistance R de 30 minutes. Pour assurer une plus grande valeur, le flocage est ajouté sur chantier dont l'épaisseur est précisée par le fournisseur.

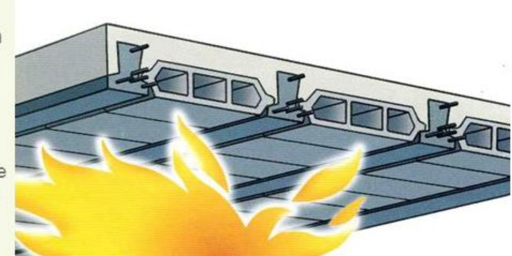


FIGURE 74: RESISTANCE AU FEU DU PLANCHER POUTRELLES-HOURDIS D'APRES LA FIB

Dalle réticulée :

La dalle réticulée quant à elle n'a pas de résistance au feu , due la petite épaisseur de la dalle de compression , elle nécessite un rajout de matériau.

Dalles alvéolées

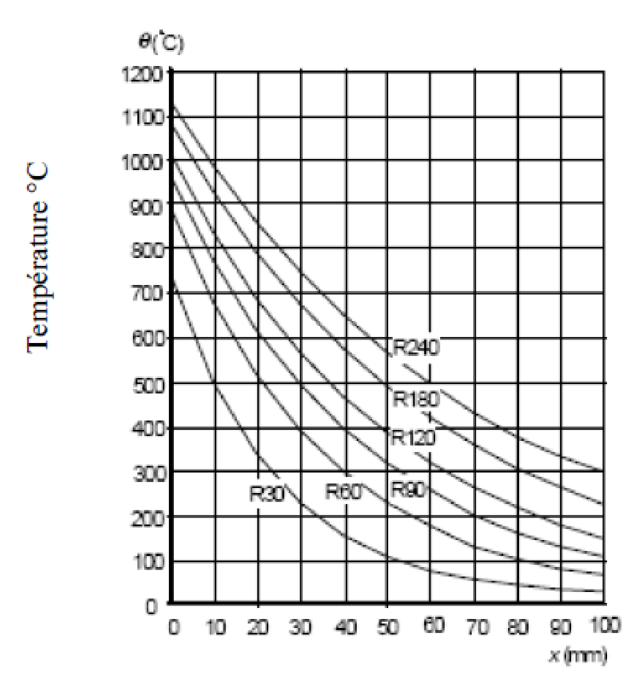


FIGURE 75: COMPORTEMENT DES DALLES ALVEOLEES A DES TEMPERATURES ELEVEES

Résistance au feu normalisée	Epaisseur minimale de la dalle h(mm)	Distance minimale des axes a (mm)	
		Armature de béton armé	Fils et torons de précontraintes
R60	120	20	35
R90	140	30	45
R120	160	40	55
R180	200	55	70

TABLEAU 21: EPAISSEUR ET DISTANCE DES AXES MINIMALES POUR DALLES ALVEOLEES D'APRES LA NORME DU CEN

2-Coffrage des planchers

2.1. Définition :

Le coffrage une enveloppe métallique, en bois ou mixte provisoire, destinée à assurer au béton frais sa forme définitive après la prise afin d'obtenir la texture de surface désirée ainsi que la compensation de la pression en lui assurant son maintien jusqu'à ce que celui-ci soit auto stable.

Le coffrage assure aussi d'autres fonctionnalités secondaires à savoir :

- Limiter les pertes en eau du béton frais
- Assurer une protection thermique à ce dernier
- Servir de support pour les dispositifs de sécurité.

Types du coffrage :

Le coffrage **standard** est conçu et fabriqué en série par un fabricant de coffrage. Le chantier adapte son cycle et sa production en fonction de ce matériel.

Le coffrage **spécial** est fabriqué sur mesure pour un ouvrage particulier. Ce type de coffrage demande un délai long (une étude de conception et de calcul de coffrage et les plans de fabrication). Sa fabrication spéciale rend son prix relativement cher par rapport au coffrage standard.

Quant au coffrage **traditionnel** , il n'est pas fabriqué en usine, généralement il est fait en bois et sur chantier.

Le coffrage **modulaire** est constitué de plusieurs coffrages standards.

Choix du coffrage

Les critères de sélection sont les suivants :

La disponibilité du coffrage *:* Il faut commencer avant de concevoir un matériel par faire l'inventaire du matériel existant et récupérable.

Le coût du coffrage : incluant le prix du coffrage, le transport, la douane, le temps unitaire de la main d'œuvre, l'incidence sur la saturation de la grue et le planning.

Le nombre de réemplois :

Le tableau ci-dessous résume approximativement le nombre de réemplois pour chaque type de coffrage. Ces chiffres dépendent fortement du soin porté à ces coffrages et à l'entretien en phase de stockage.

Type de coffrage	Nombre de réemplois approximatif
Standard	300 à 600
Spécial	80 à 300
Traditionnel	1 à 10
Modulaire	Suivant la composition mais en général < 300 si le matériel modulaire est totalement métallique

TABLEAU 22: NOMBRE DE REEMPLOIS DES DIFFERENTS TYPES DE COFFRAGE

2.2. Eléments du coffrage

2.2.1. Les éléments de support :

Les éléments de support dépendent de la hauteur du plancher que l'on souhaite réaliser. Dans la plupart des cas, pour les hauteurs classiques on utilise soit les étais soit les tours d'étais appelées aussi pals, on utilise plutôt des tours d'étaiement auto stables et plus sécuritaires.

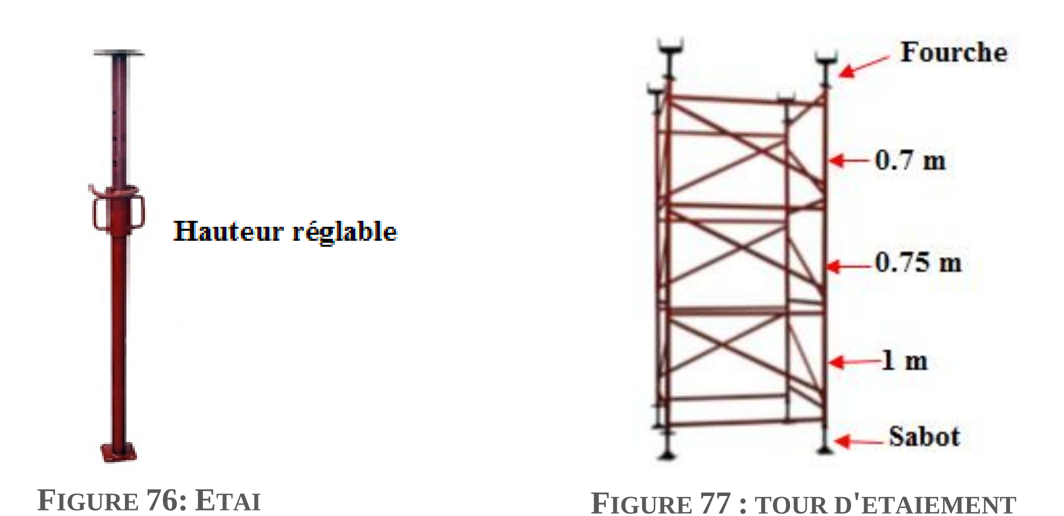
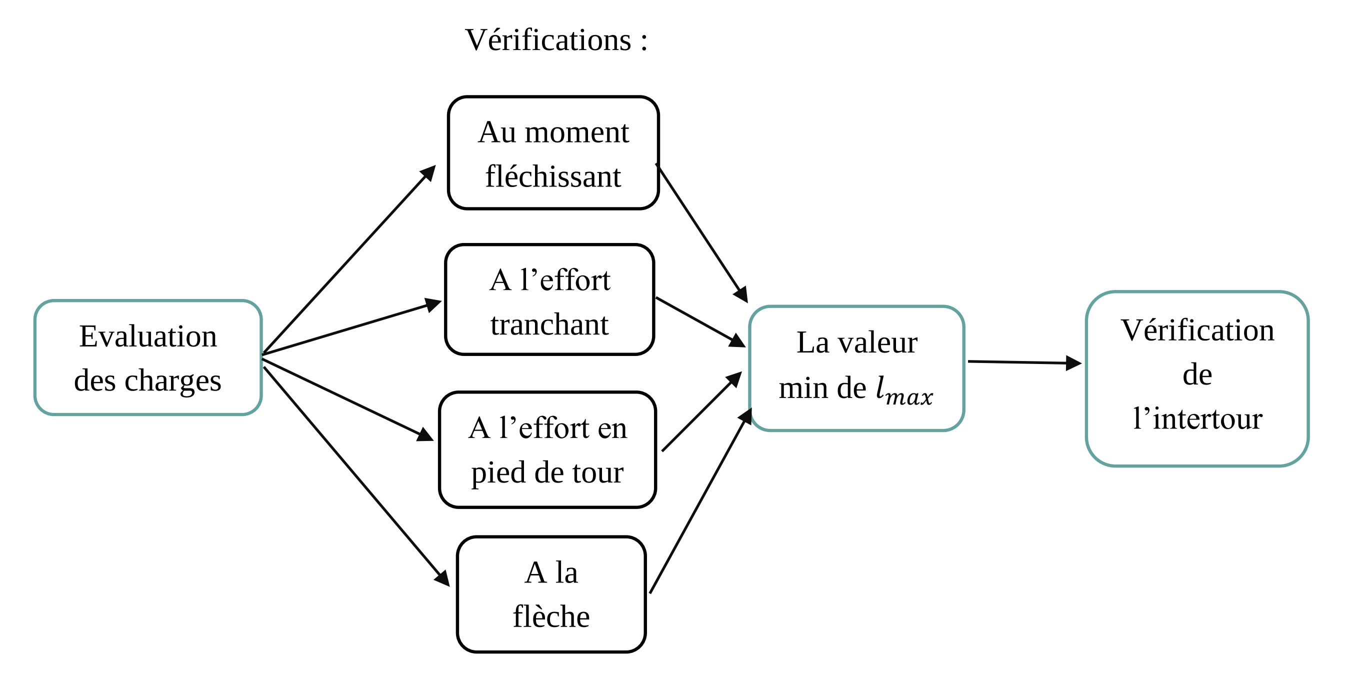


FIGURE 76: ETAI

FIGURE 77 : TOUR D'ETAIEMENT

Le maillage des étais implique évidemment un calcul de charges pour déterminer la quantité d'étais nécessaires pour éviter l'effondrement de la structure de coffrage .

Etude de l'étaiement :



Evaluation des charges

D'après « **Le guide de coffrage et de l'étaiement** » de la FIB.

i. Les charges permanentes :

- Le poids de l'étaiement
- Le poids des coffrages, des filières ou lisses, des poutrelles et des entrevous, des prédalles, selon le type de plancher à construire,
- Le poids du béton armé fini à la cote prévue.

ii. Les charges permanentes :

Les charges de chantier peuvent être déterminées par le calcul (détermination réelle des charges) ou fixées forfaitairement en se référant aux prescriptions générales.

- Détermination réelle des charges de chantier :

Charges verticales	Poids des ouvriers exécutant le bétonnage Poids du matériel
Charges horizontales	Efforts dus à la pente du plancher , excentricité des étais …
Effets dynamiques	Ouvriers en mouvement Matériel en déplacement Vibration du béton
Charges climatiques	Vent horizontal et vertical ascendant (soulèvement)

TABLEAU 23: CHARGES DU CHANTIER

- Valeurs forfaitaires des charges de chantier :

Si le concepteur préfère prendre une valeur forfaitaire des charges, il se réfère à l'une des prescriptions suivantes :

− L'Institut National de Recherche et de Sécurité (INRS) préconise une valeur de 200 daN/m² y compris les efforts dynamiques.

− La norme NF EN 12813 Déc.2004 relative aux tours d'étaiement prévoit une charge répartie comprise entre 180 et 350 daN/m², à laquelle s'ajoutent les charges ponctuelles.

Remarque : Il est évident que les files d'étais les plus chargées sont les files intérieures (qui ont une largeur tributaire plus importante). La vérification des résistances se fera alors sur ces files d'étais. Le même matériel sera utilisé pour les files d'étais moins chargée dans un but d'uniformisation (délicat d'avoir du matériel différent sur chantier).

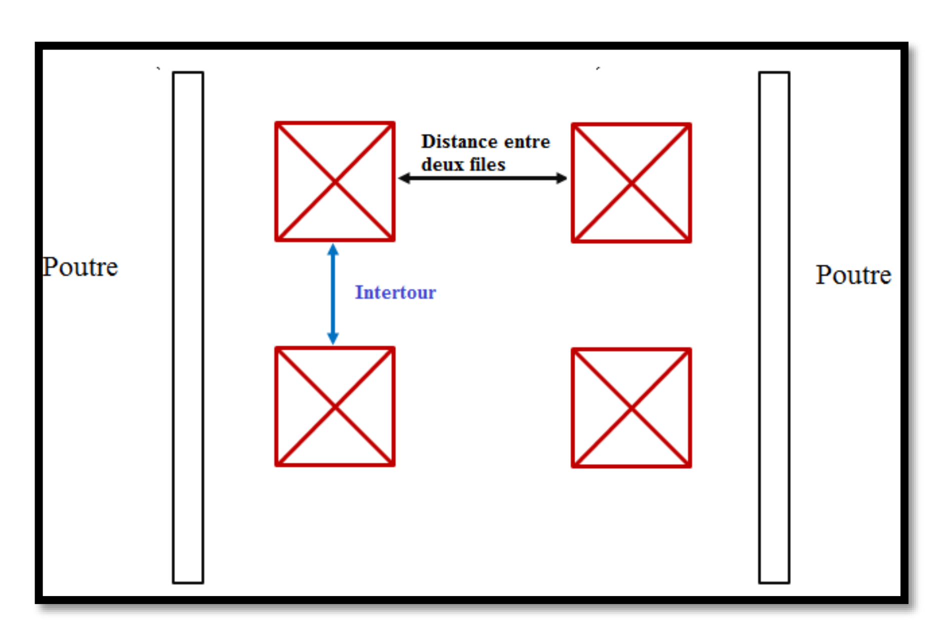


FIGURE 78: PRINCIPE D'ETAIEMENT

La méthode de calcul part sur plusieurs hypothèses :

-L'étaiement se fera au moyen de tour d'étaiement ou cadrétais, de dimensions connues .

- Pour les dalles pleines (béton armé) : l'écartement maximum des files d'étais (phase provisoire) est de 1.6m

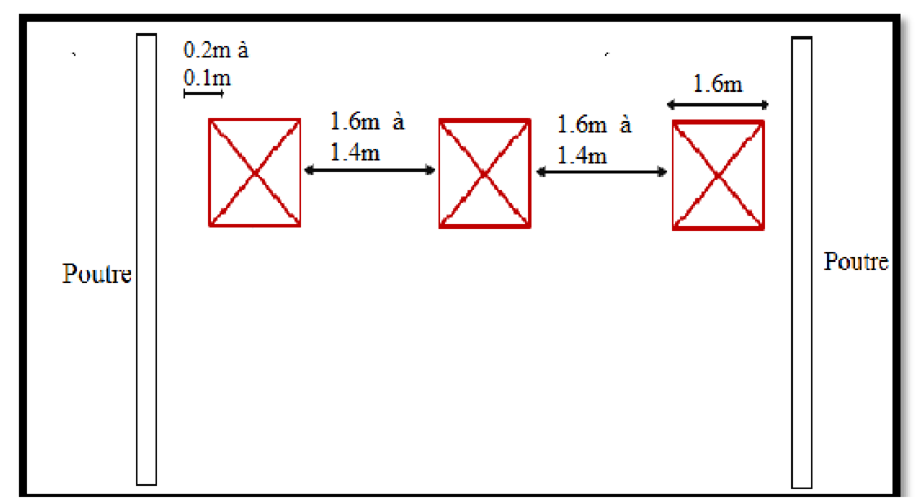


FIGURE 80: EXEMPLE POUR UNE DALLE PLEINE EN BA DE PORTEE 5.2M

- Pour une prédalle béton précontraint d'épaisseur standard (6cm) : l'écartement maximum des fils d'étais est de 2.5 m

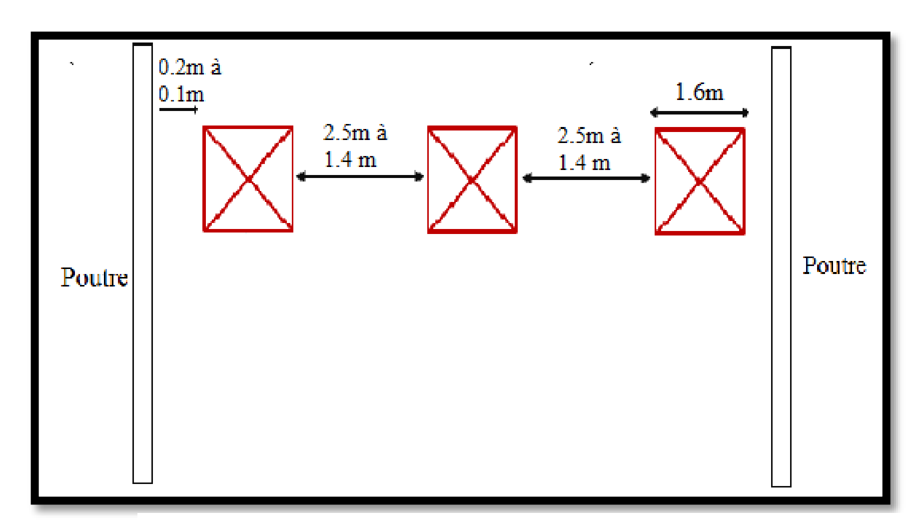


FIGURE 79: EXEMPLE POUR UNE PREDALLE BP DE PORTEE 8.5M

Le plan d'étaiement est déterminé comme suit :

Point 1 : L'étude des éléments porteurs
Point 2 : Disposition des tours d'étaiement dans le sens de la portée de la prédalle.
Point 3 : Calcul de l'intertour déterminant ainsi le nombre de tours d'étais par file

Détermination de l'intertour :

i. Vérification de la résistance en flexion des poutrelles :

On calcule l'écartement maximal des points d'appui (ou intertour) jusqu'à saturer la poutrelle choisie. L'égalité entre le moment fléchissant calculé et le moment admissible de la poutrelle donne la valeur limite de l'écartement lmax:

Soit p la charge linéique sur la poutrelle , on fixe $l_2\ ou\ l_1$:

$$M_B = -\frac{p}{8}.\frac{{l_1}^3 + {l_2}^3}{l_1 + l_2} \quad ; \qquad R_B = \frac{p(l_1 + l_2)}{2} - M_B\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right)$$

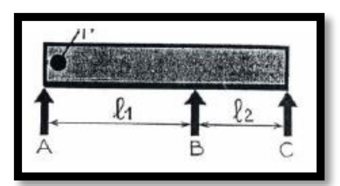


FIGURE 81: REACTIONS ET MOMENTS

$$M_{AB} = \frac{{R_A}^2}{2.p} \qquad ; \qquad R_A = \frac{pl_1}{2} + \frac{M_B}{l_1}$$

$$M_{BC} = \frac{{R_B}^2}{2.p} \qquad ; \qquad R_C = \frac{pl_2}{2} + \frac{M_B}{l_2}$$

La formule utilisée est celle du moment hyperstatique à l'appui central ou en travée.

ii. Vérification de l'effort tranchant de la poutrelle:

Soient R_A, R_B et R_C les réactions aux appuis A, B et C :

On calcule l_{max} des points d'appui en supposant que la poutrelle choisie travaille à l'optimum en cisaillement :

Si $l_1 \geq l_2$; $V_{max} = R_B . \frac{l_1}{l_1 + l_2}$

iii. Vérification de l'effort en pied de tour :

L'écartement maximal l_{max} des points d'appui est calculé en saturant le pied de la tour d'étaiement. L'effort appliqué en chaque pied de la tour ne doit pas dépasser son effort admissible qui varie selon la marque du tour d'étais.

iv. Vérification de la flèche qui, d'après le CPT Plancher Titre 2 Section 2.A.111,5, ne devra pas le 1/500e de la portée correspondante (sans tenir compte des charges des chantiers) .

Puis on prend la valeur minimale résultante des trois vérifications $(l_{max})min$, on en déduit la valeur réelle et on revérifie.

2.2.2 Peau coffrante :

Elle est formée de plaques de contreplaqués en bois clouées sur le système de poutrelle secondaires. Elle évite la déformation lors du coulage et durcissement du béton et détermine l'aspect final de la pièce moulée.

$Surface\ de\ la\ peau\ coffrante\ =\ surface\ du\ plancher\ à\ couler$ (m²)

Remarque : Elle est utilisée uniquement dans le cas des planchers coulés entièrement sur place (**dalle pleine** et **dalle en post en tension**)

2.2.3. Le système de poutrelles

Poutrelles primaires (lisses) :

Le réseau de poutrelles primaires va venir directement se positionner sur les fourches d'étais qui auront été mises en place auparavant. Ce système va constituer un premier maillage de la surface à coffrer.

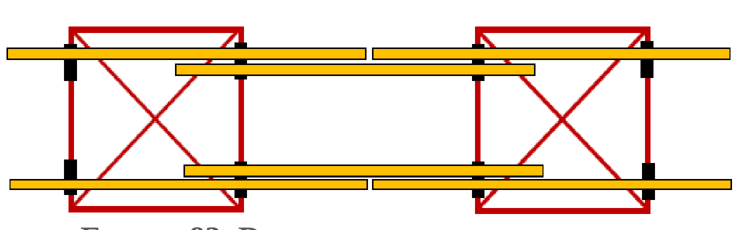


FIGURE 83: DISPOSITION DES POUTRELLES LISSES



FIGURE 82 : POUTRELLE UTILISEE EN COFFRAGE

Poutrelles secondaires/contre lisse (pour planchers coulés sur place) :

Ils se placent de façon orthogonale au réseau de poutrelles primaires. Elles formeront un maillage resserré pour pouvoir supporter la peau coffrante qui viendra s'installer par-dessus. L'écartement des poutrelles à mettre en place fait suite à des calculs de charges sur la structure coffrante.

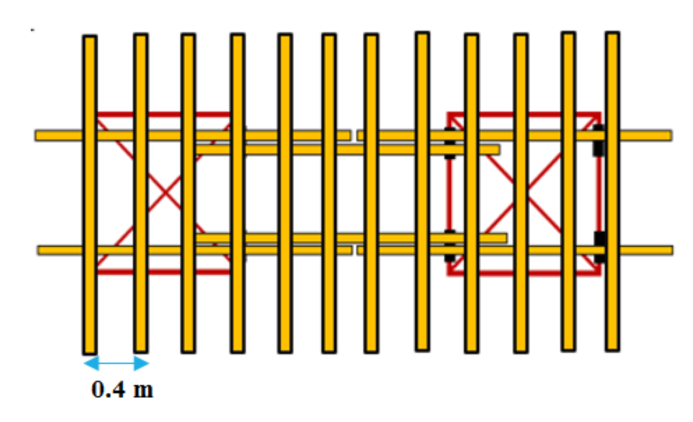


FIGURE 84: DISPOSITION DES POUTRELLES CONTRE LISSES

Le montage de ce type de matériel est simple et bien connu du fait de sa grande utilisation sur l'ensemble des chantiers.
Il est présenté ci-dessous :

- Montage des éléments de support : étais + fourches (ou tours)
- Montage des poutres primaires dans un sens
- Montage des poutres secondaires de façon orthogonale
- Préparation de la peau coffrante
- Mise en place des panneaux métalliques / en bois.

2.3. Coffrage de dalle pleine et en post tension sur M Avenue /Ritz Carlton

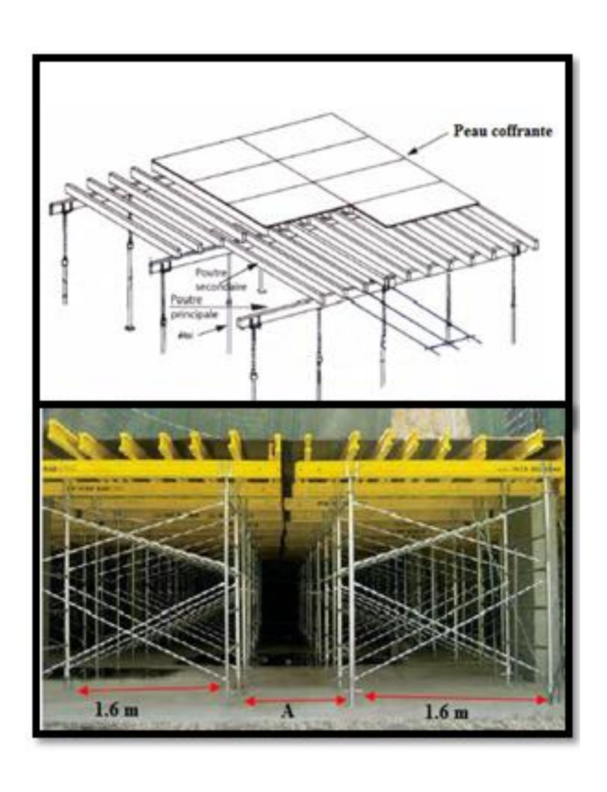



FIGURE 86 : PRINCIPE DU COFFRAGE D'UNE DALLE PLEINE OU EN POST TENSION

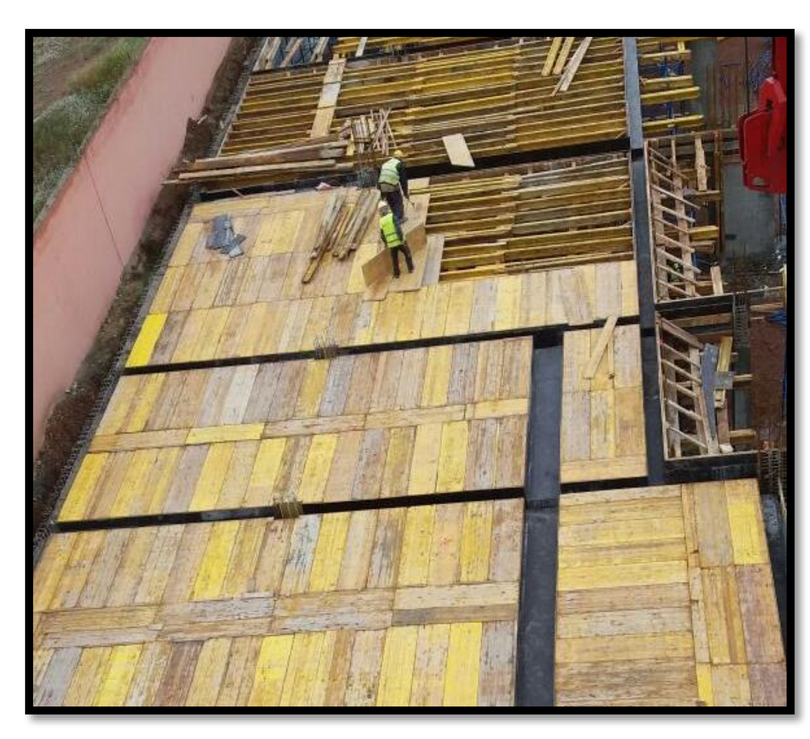


FIGURE 85 : COFFRAGE D'UNE DALLE PLEINE SUR M AVENUE



FIGURE 87 : COFFRAGE D'UNE DALLE EN POST TENSION SUR RITZ CARLTON (JNANE AMMAR)

Différence entre le coffrage d'une dalle pleine et le coffrage d'une dalle en BP par Post Tension :

	Utilisation du contreplaqué pour les poutres	**Récupération du coffrage**
Dalle pleine	Importante	Après 28 jours
Dalle en BP par Post-tension	Faible	50% après mise en tension

TABLEAU 24: DIFFERENCE DES COFFRAGES D'UNE DALLE PLEINE ET EN POST-TENSION

2.4. Coffrage des dalles préfabriquées et planchers poutrelles-hourdis:

Les planchers préfabriqués tels les prédalles et les dalles alvéolées présentent un coffrage permanent de la dalle, sur lequel sera coulée la dalle de compression .D'où la nécessité d'un coffrage moins important que les éléments coulés en place.

En effet, la mise en œuvres des éléments préfabriqués peut être effectuée avec ou sans étais .

- Mise en œuvre sans étais :

Toutefois, la mise en œuvre sans étais nécessite un respect impératif des conditions sur distances d'appuis et les conditions spécifiées par le fournisseur pour éviter la ruine des prédalles .

EPAISSEUR DE LA PREDALLE SANS ETAI								
Epaisseur plancher	16 cm	18 cm	20 cm	22 cm	24 cm	26 cm	28 cm	30 cm
Portée	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm
2,00 m	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm
2,50 m	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm
3,00 m	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm
3,50 m	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm
4,00 m	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	
4,50 m	8 cm	8 cm	8 cm					
5,00 m	8 cm							

TABLEAU 25:CARACTERISTIQUES DES PREDALLES FOURNIES PAR SADET MISES EN ŒUVRE SANS ETAIS

Le matériel de coffrage est limité à :

- Etais / tours d'étais
- Poutrelles principales
- Panneaux métalliques pour la dalle de compression



FIGURE 88 : COFFRAGE D'UN PLANCHER EN PREDALLES SUR M AVENUE

2.5. Coffrage d'une dalle réticulée

A caissons récupérables

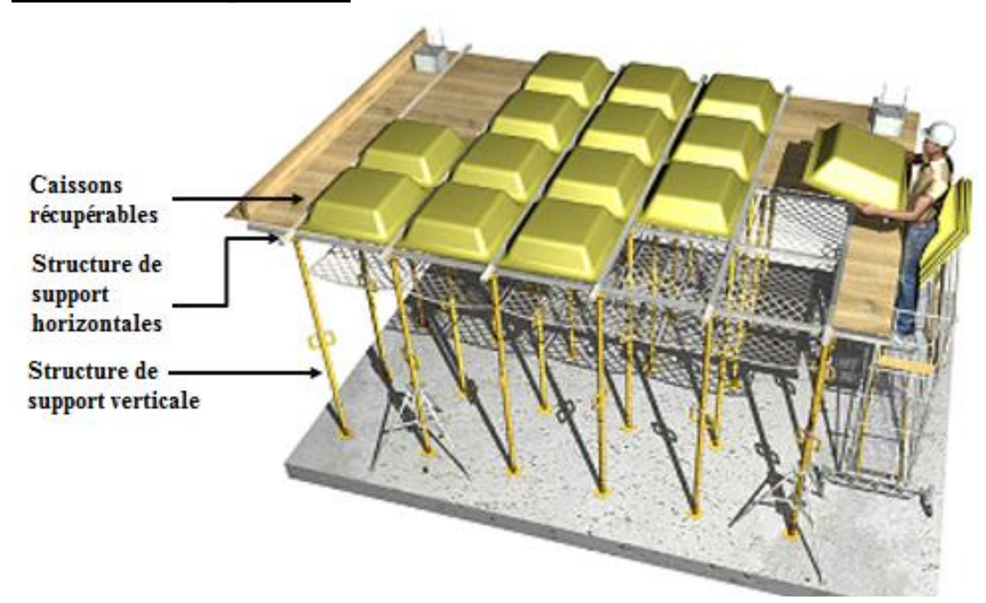


FIGURE 89:PRINCIPE DU COFFRAGE D'UNE DALLE RETICULEE A CAISSONS RECUPERABLES



FIGURE 90: FORME D'UNE DALLE A CAISSONS RECUPERABLES APRES DECOFFRAGE

A caissons perdus



FIGURE 91: PRINCIPE DU COFFRAGE D'UNE DALLE RETICULEE A CAISSONS PERDUS



FIGURE 92: DALLE RETICULEE A CAISSONS PERDUS

CHAPITRE V:

Application à un joint exemple

1-Etude comparative du joint 23 du projet M.Avenue

Nous avons pris à titre d'exemple de comparaison le joint 23 de la zone 2 de la tranche 1 :

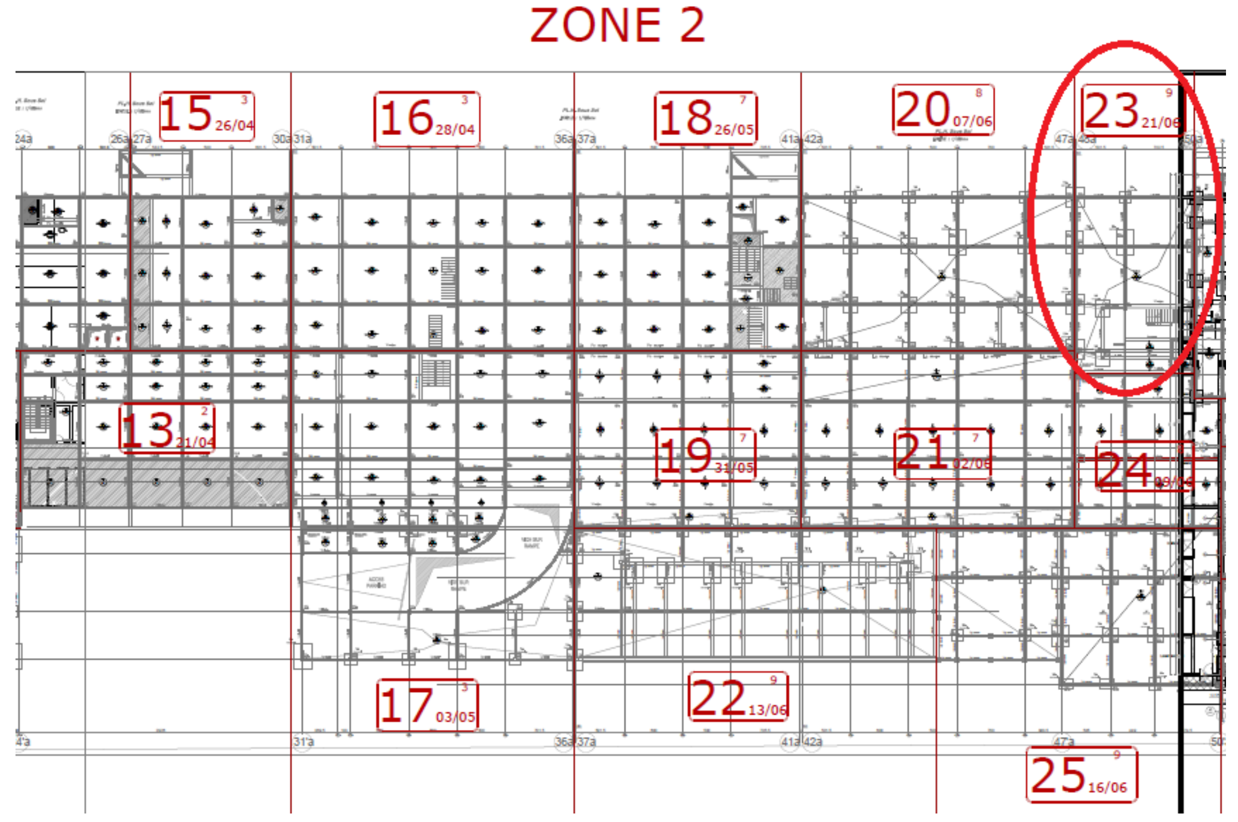


FIGURE 93: ZONE 2 DE LA TRANCHE 1

1.1 Satisfaction architecturale :

1.1.1 Existence de grandes ouvertures :

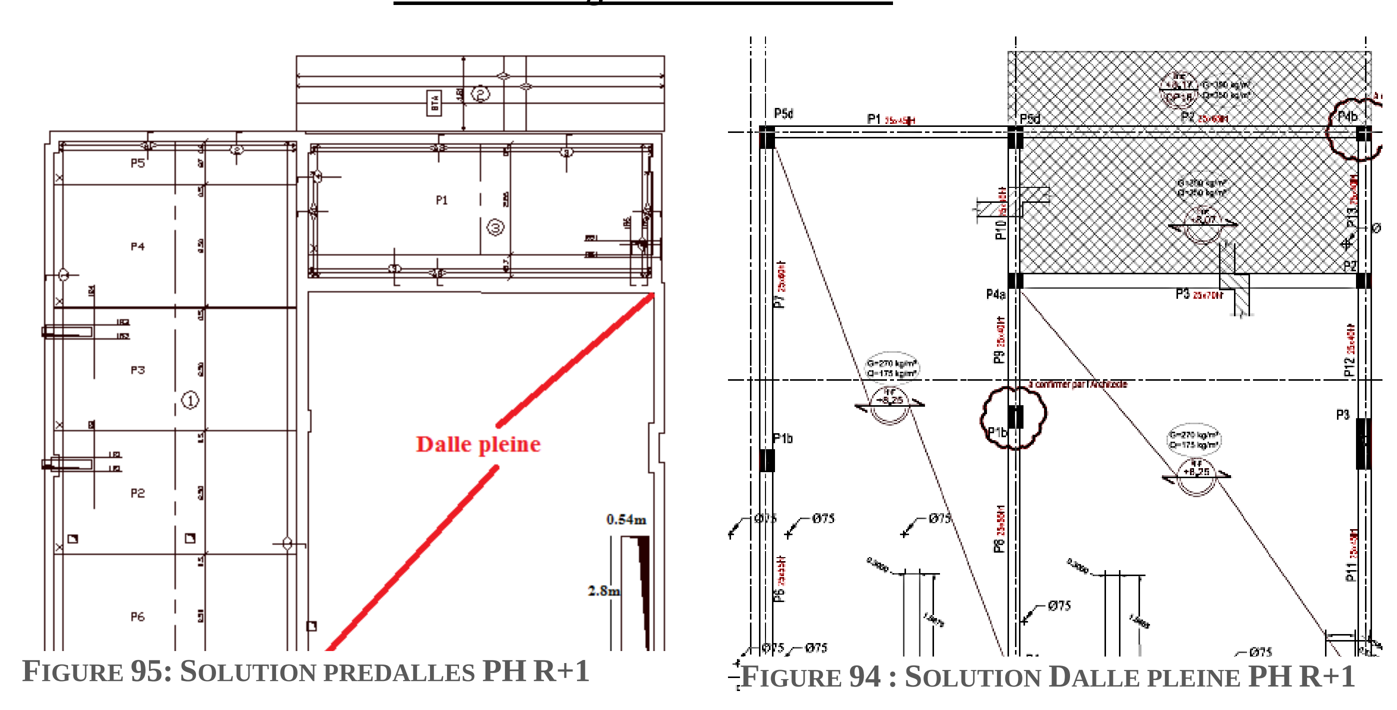


FIGURE 95: SOLUTION PREDALLES PH R+1

FIGURE 94 : SOLUTION DALLE PLEINE PH R+1

Pour mettre en évidence la différence entre les 6 types de planchers, on prend le niveau PH R+1

1.1.1.1 Variante en dalle pleine

Pour la variante en dalle pleine répond à l'exigence de l'existence de trémies de dimensions considérables 2.8m x 0.54m et au voisinage de l'appui, ceci est garanti par l'ajout de l'acier de renforcement aux cotes de la trémie.

1.1.1.2 Variante en plancher à prédalles :

Pour la variante en prédalles (BP) et puisque la trémie est de dimension > 60 cm , les trémies sont réalisables conformément à l'article 110.4 du CPT Prescriptions communes aux divers types de plancher à prédalles en tenant compte de l'affaiblissement qu'elles entraînent au cours de la manutention, du transport et de la pose des prédalles. C'est le cas aussi pour la dalle alvéolaire. Sinon, il est préférable d'opter pour la dalle pleine dans ce cas.

1.1.1.3 Variante de la dalle alvéolaire :

Elle est similaire à la prédalle , l'incorporation de telles ouvertures avec un tel emplacement n'est pas évident et exige un renforcement énorme en ferraillage. Dans ce cas , le bureau d'étude généralement opte pour une solution dalle pleine.

1.1.1.4 Variante en plancher-hourdis :

Grâce aux dispositions poutrelles et hourdis , il est possible d'avoir de telles réservations avec l'ajout des chevêtres.

1.1.1.5 Variante en dalle post-tension :

Le souci des ouvertures dans une dalle en post tension est l'existence des câbles de précontraintes . Une étude préalable en tenant compte de l'emplacement des câbles s'avère nécessaire pour permettre l'existence des grandes ouvertures.

1.1.1.6 *Variante en dalle réticulée :*

Une étude préalable du point de passage de la maille des nervures de la zone allégée, en superposant le calque d'architecture (DXF/DWG) des trémies, peut aider à ce que la plus grande partie possible des petits vides se trouve dans les allégements et ne coupe pas les nervures.

Les trémies qui coupent une nervure doivent être introduites dans le calcul afin que l'armature des nervures et le ferraillage de l'armature soient considérés correctement.

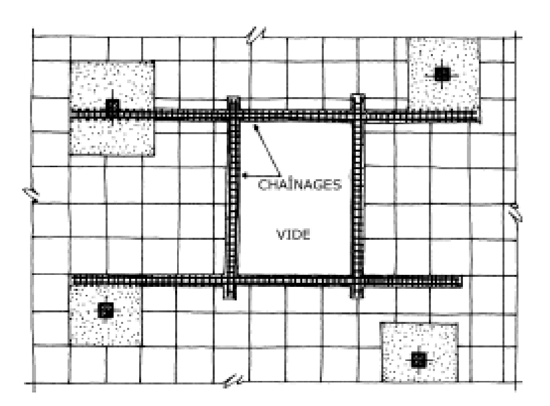


FIGURE 96: LES TREMIES DANS UNE DALLE RETICULEE

1.1.2 Poutres et retombées :

Ci-dessous les plans du PH RDC pour 4 variantes , afin de mettre en évidence la différence au niveau des retombées des poutres :

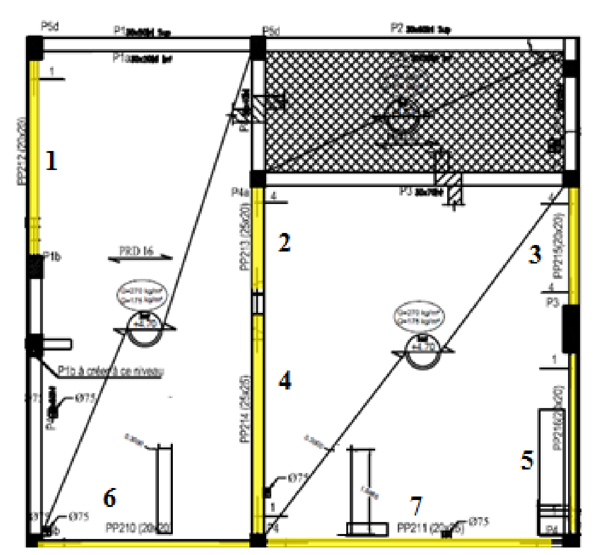


FIGURE 97: VARIANTE PREDALLE PH RDC

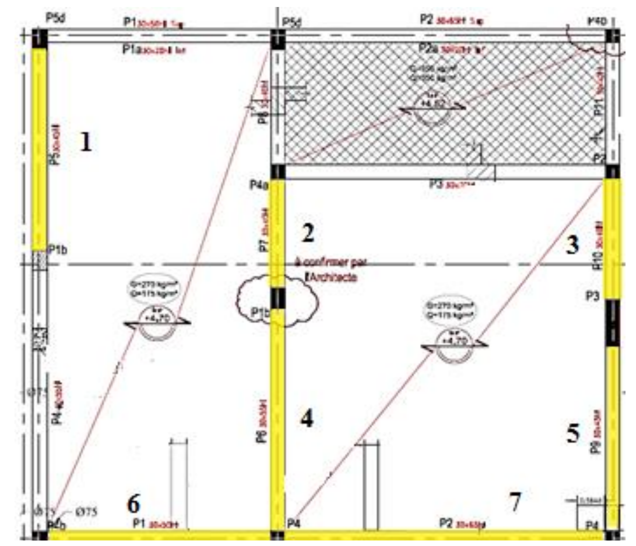


FIGURE 98: VARIANTE DALLE PLEINE PH RDC

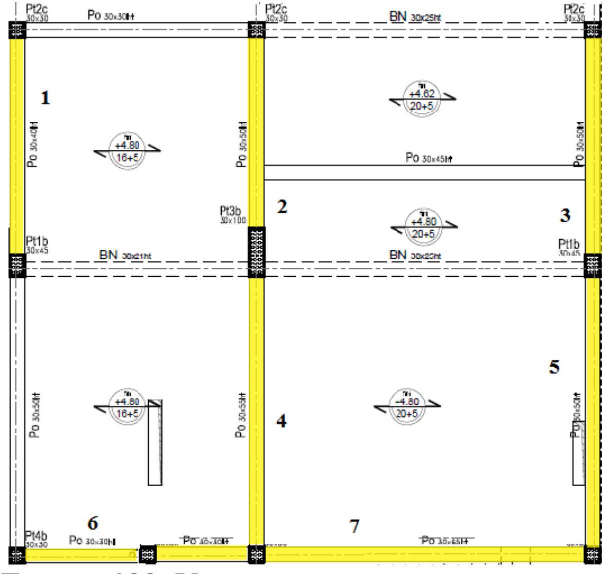


FIGURE 100: VARIANTE POUTRELLES-HOURDIS PH RDC

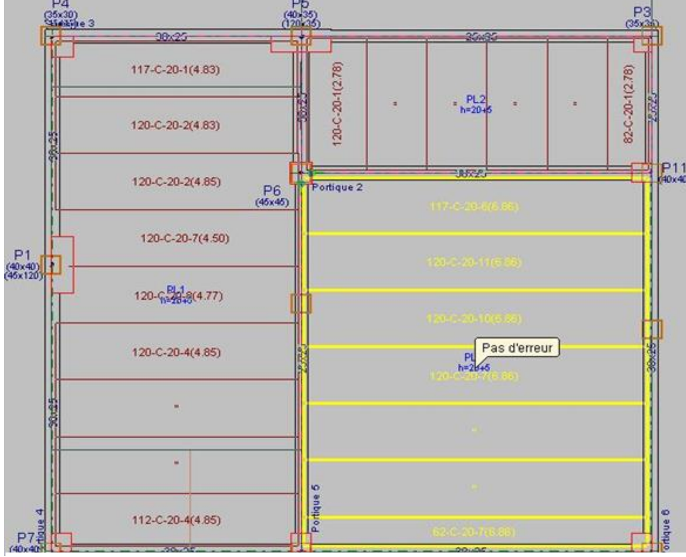


FIGURE 99: VARIANTE DALLE ALVEOLAIRE PH RDC PAR CYPECAD

Poutre/variante	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Dalle alvéolaire
1	30*45	20*36	30*40	30*30
2	30*40	25*44	30*50	25*35
3	30*40	20*44	30*50	30*35
4	30*55	25*41	30*55	30*35
5	30*45	20*44	30*50	30*35
6	30*50	20*36	30*30	25*35
7	30*65	20*49	30*30	25*40

TABLEAU 26: DIMENSIONS DES POUTRES PH RDC

La différence entre dalle pleine et le plancher poutrelles-hourdis en BA n'est pas considérable et elle est due aux quelques changements au niveau de la structure.

1.2.1 Les variantes en prédalles BP et en dalles alvéolaires

l'introduction des poutres préfabriquées en béton précontraint a donné lieu à des retombées petites par rapport à celles données par les variantes en dalle pleine et en plancher poutrelles hourdis .

1.2.2 La variante en poste tension

Dans ce cas , nous avons une élémination totale des retombées. En effet, le contreventement dans une dalle en béton précontraint par post-tension est assuré par les voiles , et non pas par des portiques d'où la non nécessité des poutres, sinon ça sera surdimensionnés.

1.2.3 Dalle réticulée :

Les retombées sont quasi-absentes dans une dalle réticulée , puisqu'elle fait partie des planchers dalles . En effet , il n'existe qu'un chaînage qui sert de liaison entre les poteaux de périphérie ou de transition ou autour des grandes trémies.

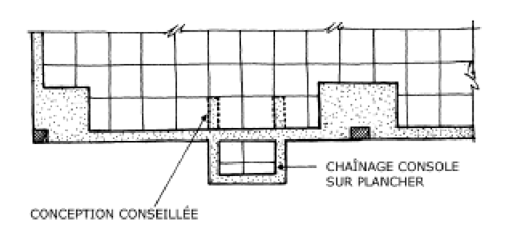


FIGURE 101: CHAINAGE DANS UNE DALLE RETICULEE

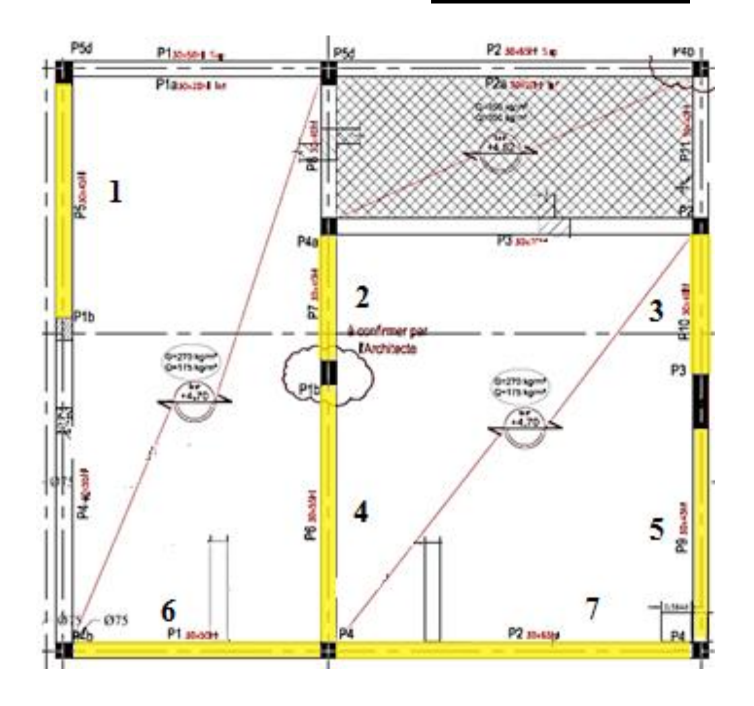
Conclusion :

	Plancher à prédalles	Dalle alvéolée	Post- tension	Réticulée
PH RDC	16.8%	26.5%	90%	90%

TABLEAU 27 : REDUCTION DES RETOMBEES PAR RAPPORT A LA DALLE PLEINE

En prenant comme référence la dalle pleine , on remarque une réduction considérables au niveau des retombées pour les planchers à prédalles et les dalles alvéolées. Alors que pour les dalles en post tension et réticulées , il peut y avoir suppression totale des retombées

1.1.3 Poteaux et voiles:



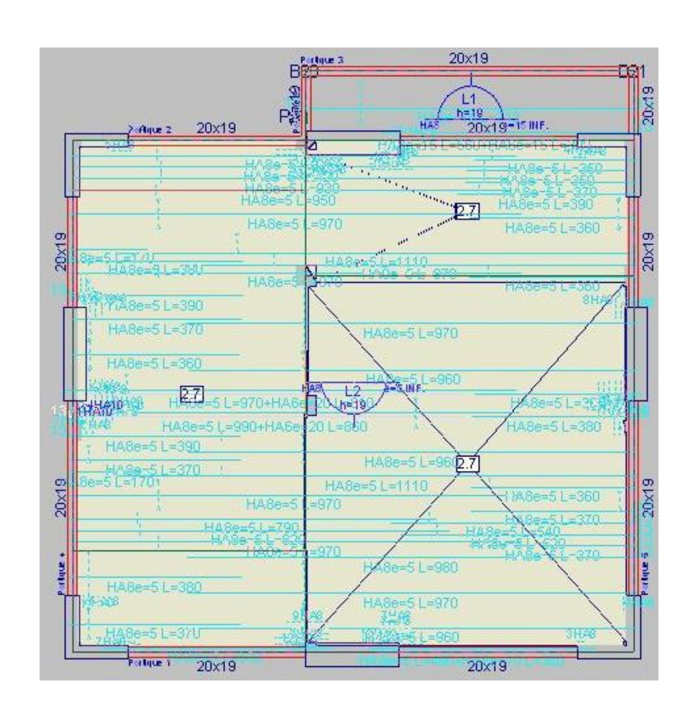


FIGURE 103: VARIANTE EN DALLE PLEINE POUR PH RDC

FIGURE 102: VARIANTE EN POST-TENSION RDC PAR CYPECAD

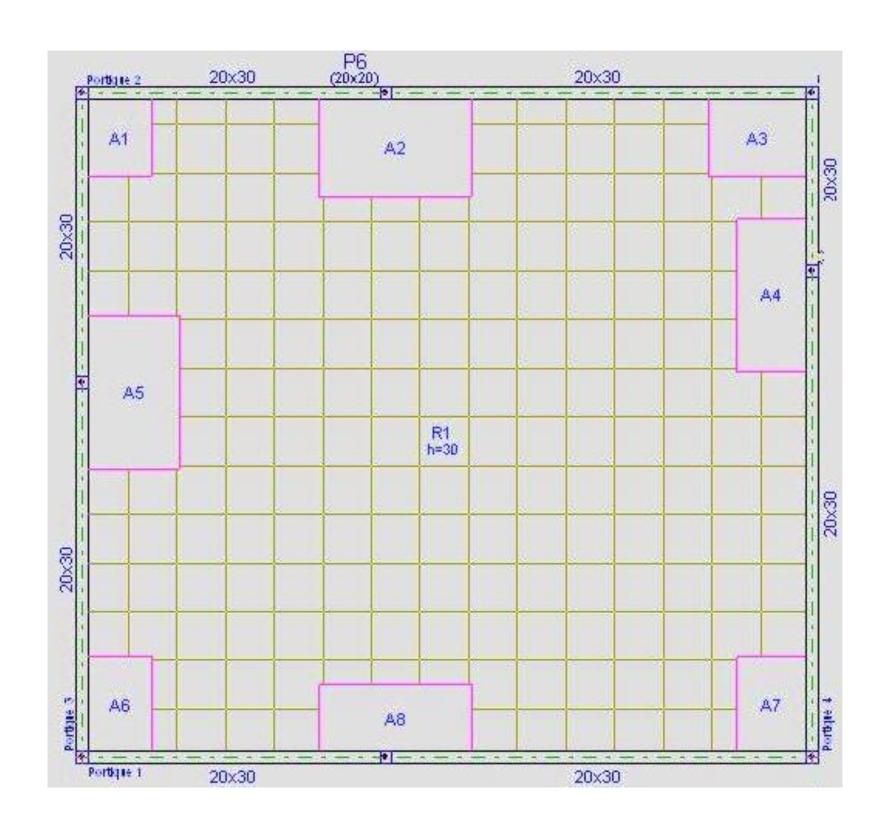


FIGURE 104: VARIANTE EN RETICULEE PAR CYPECAD

1.1.3.1. Dalle pleine / plancher poutrelles-hourdis / plancher à prédalles / dalle alvéolaire :

En terme du nombre de poteaux existants et leurs emplacements au milieu de la structure , il n'y a pas une grande différence entre les 4 types .

1.1.3.2. Dalle en post -tension :

Comme est expliqué dans la partie précédente, le contreventement dans les dalles en poste tension est principalement assuré par des voiles et non pas des portiques, d'où le remplacement des poteaux par des voiles à la périphérie de la structure et leur réduction au milieu de la structure , voire leur suppression en fonction de la portée et la flèche. Ce qui représente un gain en espace à l'intérieur de la structure

1.1.3..3. Dalle réticulée :

Les éléments porteurs dans une dalle réticulée sont les poteaux, et non pas les voiles.

Et grâce à la légèreté de ce type de dalles, les portées peuvent être assez intéressantes ce qui permet d'avoir plus d'espace vide à l'intérieur de la structure sans poteaux.

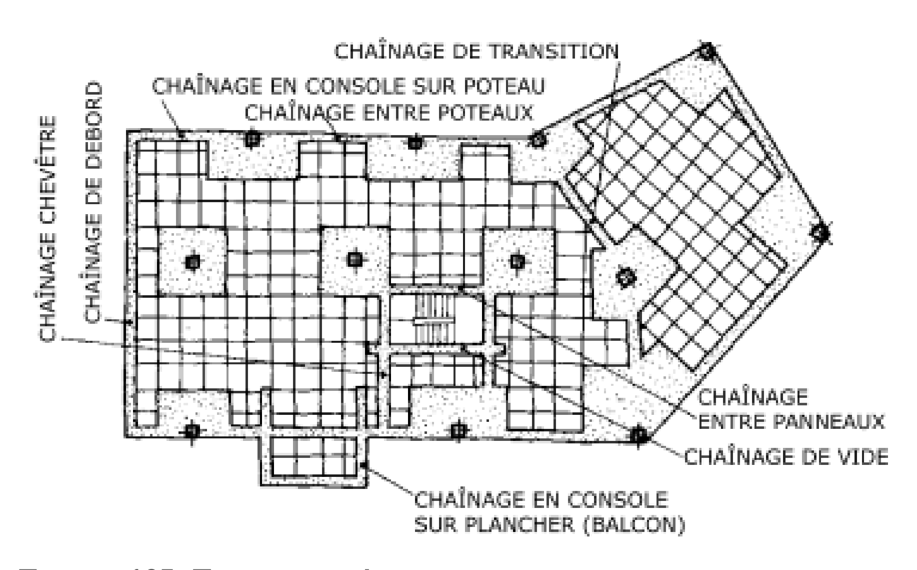


FIGURE 105: ELEMENTS D'UNE STRUCTURE EN DALLE RETICULEE

1.2 Isolation phonique :

Afin d'évaluer la performance en isolation phonique d'un plancher, il existe plusieurs grandeurs sur lesquels se base l'acousticien. Or, vu que notre but est de comparer les performances des différentes solutions planchers, on se contente de choisir l'indice d'affaiblissement acoustique comme grandeur de comparaison Rw (dB)

On prend PH R+1 du joint 23 comme exemple :

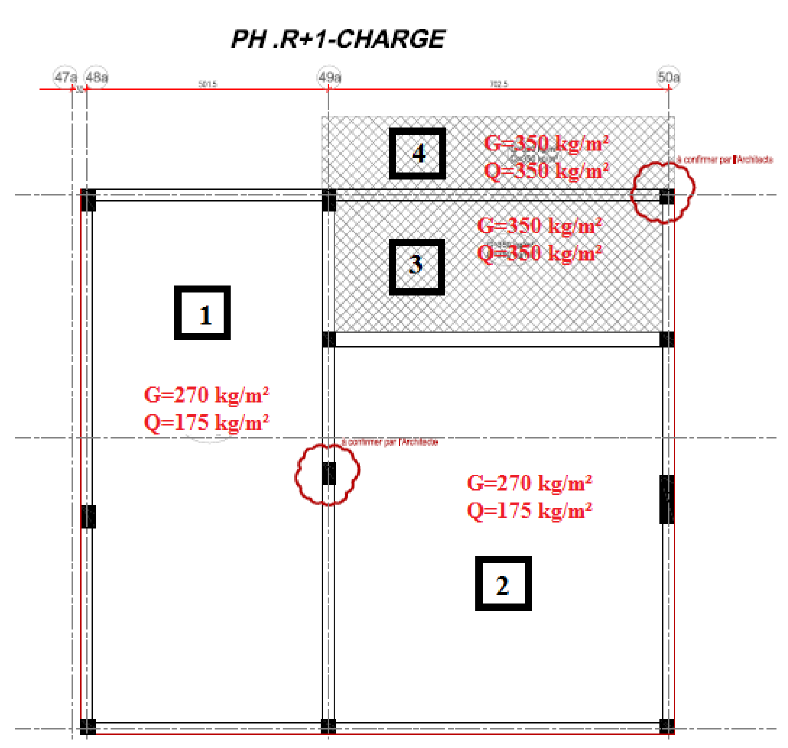


FIGURE 106: PLAN DE CHARGEMENT PH RDC

Epaisseur des panneaux	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post-tension	Réticulée
1	20	16	16+5	16+5	19	25+5
2	22	24	20+5	20+5	19	25+5
3	22	22	20+5	20+5	19	25+5
4	16	16	20+5	20+5	19	25+5

TABLEAU 28: LES EPAISSEURS DES VARIANTES PH RDC

<u>Dalle pleine / Plancher à prédalles / Dalle en post-tension.</u>

On utilise la loi de masse car ces variantes sont considérées homogènes constituées du béton armée/ béton précontraint avec une masse volumique constante. Pour ceci, on cherche la valeur de la masse surfacique pour l'épaisseur du panneau

$$\boldsymbol{M} = \mathit{Masse\ volumique} * \mathit{épaisseur}$$

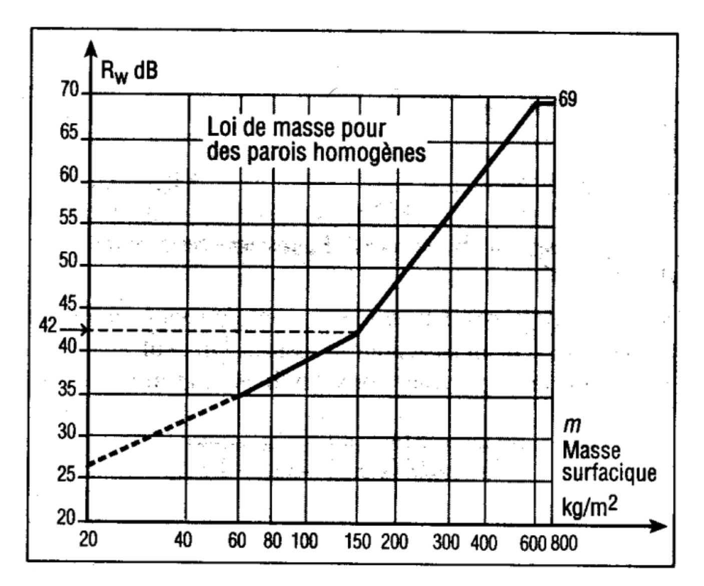


FIGURE 107: RAPPEL DE LA COURBE DE LOI DE MASSE

Poids surfacique (kg/m²)	Rw (dB)
$50 < M \leq 150$	$R_w = 17\,Log(P) + 5$
$150 < M \leq 700$	$R_w = 40\,Log(P) - 45$
$700 < M$	$R_w = 69$

TABLEAU 29: RAPPEL DES EQUATIONS DE CALCUL RW

Rw (dB)	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post - tension	Réticulée
1	62	59	58	58	62	40
2	64	66	61	61	62	40
3	64	64	61	61	62	40
4	59	59	61	61	62	40

TABLEAU 30: PERFORMANCES DES VARIANTES VIS A VIS DE L'ISOLATION PHONIQUE

Résultat :

On remarque que l’isolation phonique est liée à l’épaisseur de la matière , béton dans notre cas , et puisque généralement ce sont la dalle pleine ou le plancher à prédalles en béton armé , qui possèdent les plus grandes épaisseurs , donc ils sont ceux qui isolent le plus , suivis par les variantes en béton précontraint , les variantes à corps creux et la dalle réticulée.

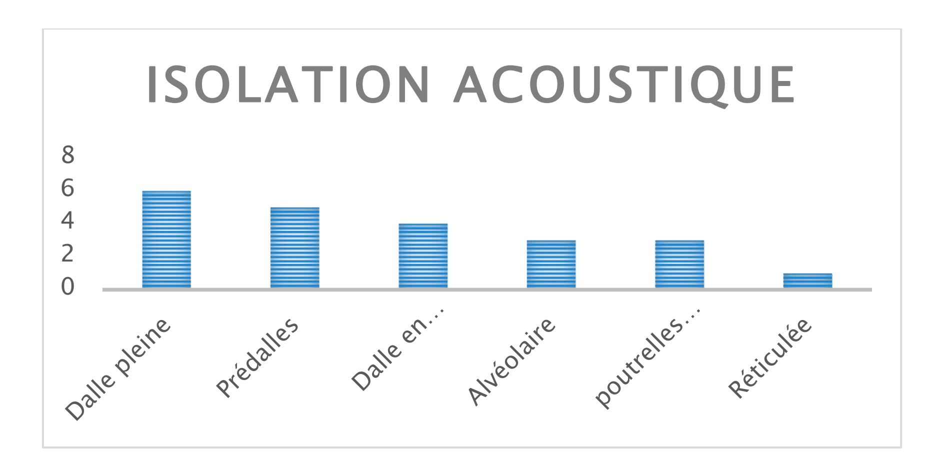


FIGURE 108: CLASSEMENT DES VARIANTES POUR L'ISOLATION PHONIQUE

1.3 Isolation thermique :

Pour comparer la performance des solutions planchers vis-à-vis de l'isolation thermique , on s'intéresse à la grandeur R , la résistance thermique.

On prend le même niveau PHR+1 du joint 23 :

La conductivité thermique du béton est égale à : λ = 1,75 W/m.K

Pour la dalle pleine, le plancher à prédalles et la dalle en post tension : $R = \frac{e}{\lambda}$

Pour le plancher poutrelles-hourdis PFS et la dalle alvéolaire, la résistance thermique d'après le fournisseur est : $R = 0.11$ m².K/W

R (m².K/W)	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post-tension	Réticulée
1	0.114	0.091	0.11	0.11	0.108	0.03
2	0.125	0.137	0.11	0.11	0.108	0.03
3	0.125	0.125	0.11	0.11	0.108	0.03
4	0.091	0.091	0.11	0.11	0.108	0.03

TABLEAU 31: VALEURS DE LA RESISTANCE THERMIQUES POUR LES VARIANTES EN PH R+1

Résultat :

Quoique les valeurs de résistance thermique de toutes les variantes restent très faibles et ne permettent pas une isolation thermique réelle, on fera comme même une comparaison des types en se basant sur les résultats fournis

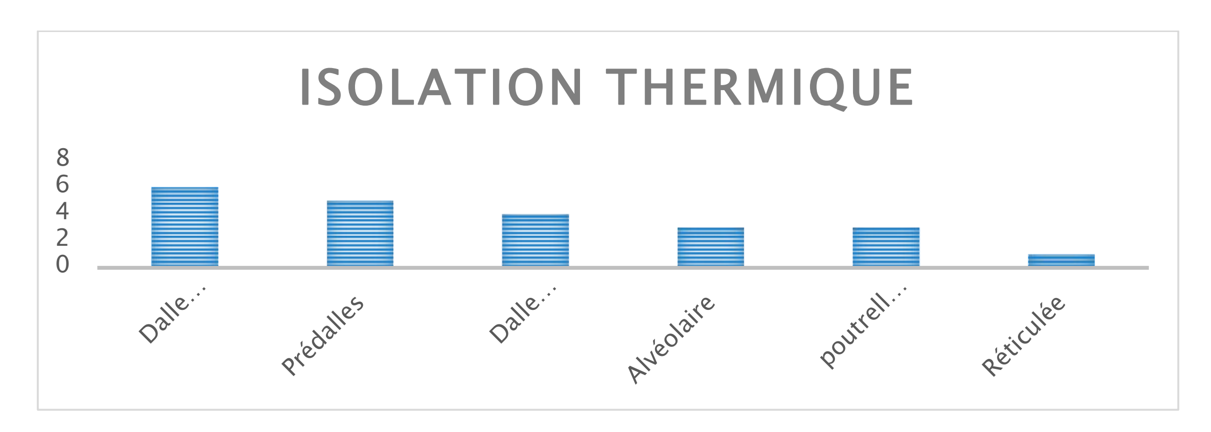


FIGURE 109: CLASSEMENT DES DALLES VIS A VIS DE L'ISOLATION THERMIQUE

1.4 Résistance au feu :

On compare la résistance au feu des différents types de planchers pour PH R+1 :

Résistance au feu	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post - Tension	Réticulée
1	240	30	30	120	200	négligeable
2	240	30	30	180	200	négligeable
3	240	30	30	180	200	négligeable
4	180	30	30	120	200	négligeable

FIGURE 110: VALEURS DE RESISTANCE AU FEU POUR PH R+1%

Résultat

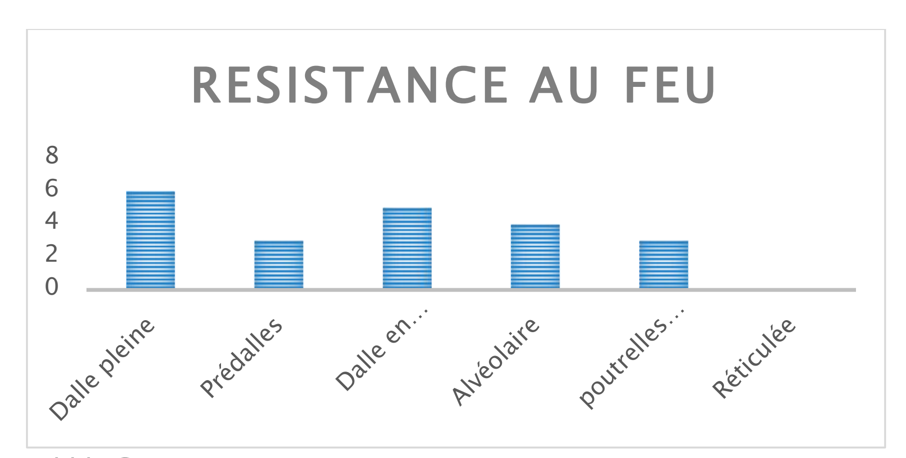


FIGURE 111: CLASSEMENT DES VARIANTES VIS A VIS DE LA RESISTANCE AU FEU

Afin d'atteindre la valeur exigée de la résistance au feu, plusieurs solutions sont adoptées :

- Augmentation de la valeur de l'enrobage
- Rajout d'acier
- Rajout de flocage

1.5 Poids des variantes :

Dalle pleine : P = e * S * 2500

Prédalles : P = e * S *2500

Plancher hourdis :

- 20+5 : P = S * 358
- 16+5 : P = S* 286

Dalle alvéolaire :

- 200 : P = S * 280
- 160 : P = S * 250

Dalle en post tension : P = e * S * 250

Dalle réticulée : Nous nous avons basés sur les données de CYPECAD pour le poids de la structure

Poids(Kg)	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post-tension	Réticulée
PH RDC	66056	62638	42026.17	56708.5	60277.5	47088.52
PH R+1	71271	65244	46171.98	59630.5	65170	49130.52
PH R+2	66056	65925	42026.17	48370.1	60277.5	47088.52
PH R+3	57662	55596	34705.38	36151.1	44873.25	36089.148

TABLEAU 32: POIDS DES VARIANTES

Résultat :

Puisque le poids est liée généralement à l'épaisseur de la matière pleine , on classe les variantes comme suivant :

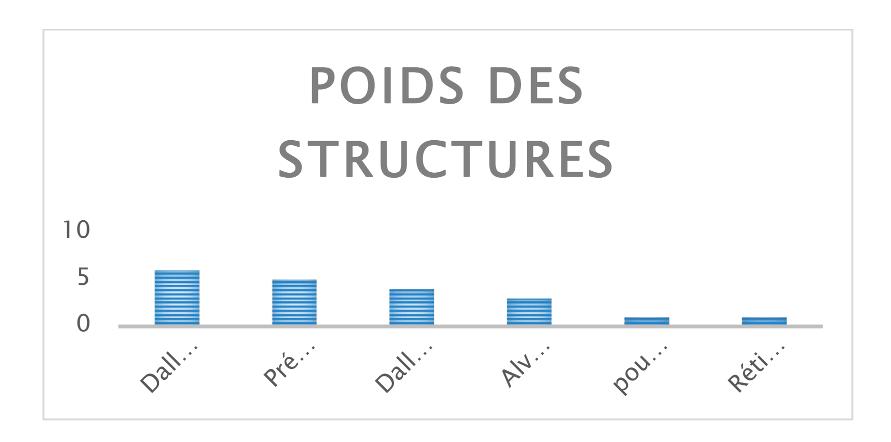


TABLEAU 33: CLASSEMENT DES VARIANTES VIS A VIS DE LEURS POIDS

1.6 Quantitatif des matériaux :

Ci-dessous un métré du béton et d'acier nécessaires **sur chantier** pour les différentes variantes tous **niveaux confondus :**
Pour les dalle pleines on fait la somme de l'acier total existant dans une dalle pleine : les armatures inférieures, les armatures supérieures…

Dalle pleine	Semelles	Poteaux	Poutres	Dalles
Béton (m3)	21.12	17.832	37.782	109.08
Acier (Kg)	2443.19	1298.61	2084.09	13273.48

TABLEAU 34: QUANTITATIF MATERIAUX POUR DALLE PLEINE

Pour les planchers poutrelles-hourdis, les planchers à prédalles et les dalles en post tension , on ne s'intéresse qu'à la quantité de matériaux ajoutés sur chantier : les grecques (pour le séisme) , armatures de chapeaux , acier pour coupe feu , treillis soudé…

Poutrelles-hourdis	Semelles	Poteaux	Poutres	Dalles
Béton (m3)	21.12	14.26	31.80	26.1
Acier (Kg)	1997.58	1124.26	2059.39	1457.01

TABLEAU 35:QUANTITATIF MATERIAUX POUR POUTRELLES -HOURDIS

PRD	Semelles	Poteaux	Poutres	Dalles
Béton (m3)	21.12	17.83	21.81	73.15
Acier (Kg)	2383.06	1298.61	1748.21	4375.9

TABLEAU 36:QUANTITATIF MATERIAUX POUR PREDALLES

Alvéolaire	Semelles	Poteaux	Poutres	Dalles
Béton (m3)	21.12	15.61	20.87	18.24
Acier (Kg)	2103.93	1105.3	1590.02	Fourni

TABLEAU 37: QUANTITATIF MATERIAUX POUR DALLE ALVEOLAIRE

Post tension	Semelles	Voiles	Poutres	Dalles
Béton (m3)	44.20	47.91	9.16	95.98
Acier (Kg)	2380.6	2883.32	533.74	6571.38

TABLEAU 38:QUANTITATIF MATERIAUX POUR POST-TENSION

Réticulée	Semelles	Poteaux	Poutres	Dalles
Béton (m3)	18.69	18.54	14.47	98.82
Acier (Kg)	1986.53	1068.68	1256.59	8560.65

TABLEAU 39:QUANTITATIF MATERIAUX POUR DALLE RETICULEE

1.7 Mise en œuvre :

On choisit le PH RDC pour effectuer la comparaison côté exécution et mise en œuvre de la variante :

1.7.1. Dalle pleine :

Jours	J1----------J5-------------J10-----------J15-----------J20-------------J25----------- J30-------J35
Coffrage	
Ferraillage	
Bétonnage	
Décoffrage (+ 28 jours)	

TABLEAU 40: PLANNING D'EXECUTION D'UNE DALLE PLEINE

1.7.2. Plancher à prédalles/ Dalle alvéolaire :

Jours	J1----------J5-------------J10-----------J15-----------J20-------------J25----------- J30-------J35
Coffrage	
Pose des prédalles	
Ferraillage	
Bétonnage	
Décoffrage (+7 jours)	

TABLEAU 41:PLANNING D'EXECUTION D'UN PLANCHER A PREDALLE/ DALLE ALVEOLAIRE

1.7.3.. Plancher poutrelles-hourdis :

Jours	J1--------J5----------J10---------J15---------J20----------J25---------J30-- -----J35
Coffrage	
Pose des poutrelles/hourdis	
Ferraillage	
Bétonnage	
Décoffrage (+7 jours)	

TABLEAU 42:PLANNING D'EXECUTION D'UN PLANCHER POUTRELLES-HOURDIS

1.7.4. Dalle en post –tension :

Jours	**J1-------J5---------J10---------J15---------J20-----------J25-----------J30---------J35**
Coffrage	
Ferraillage et pose des câbles	
Bétonnage	
Durcissement du béton (laboratoire)	
Mise en tension	
Décoffrage 50% au 8e jour du bétonnage	

TABLEAU 43:PLANNING D'EXECUTION D'UNE DALLE EN POST-TENSION

1.7..5. Dalle réticulée :

Jours	**J1---------J5-------------J10-----------J15-----------J20-------------J25-----------J30-------J35**
Coffrage	
Ferraillage	
Bétonnage	
Décoffrage (+5jours)	

TABLEAU 44: PLANNING D'EXECUTION D'UNE DALLE RETICULEE

Résultat :

Les éléments coulés sur place nécessitent une durée de coffrage très importante par rapport aux éléments préfabriqués . Or la dalle pleine prend énormément de temps pour son exécution à cause du fait que le décoffrage doit se faire près 28 jours du bétonnage

1.8 Coffrage :

Les plans de calepinage pour la pose d'étais et tours d'étais pour le PH RDC, pour les différents types de planchers ,tout en respectant les règles de bonne pratique pour le calcul et la pose d'étaiement détaillées dans la partie coffrage

PH RDC en Dalle pleine :

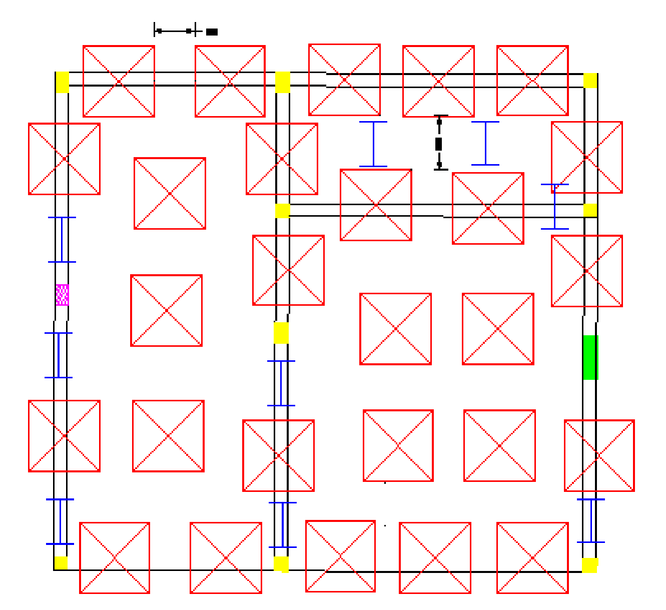


FIGURE 112: PLAN DE CALEPINAGE D'ETAIS POUR LA VARIANTE EN DALLE PLEINE

PH RDC en plancher prédalles / plancher à poutrelles hourdis / dalle alvéolaire:

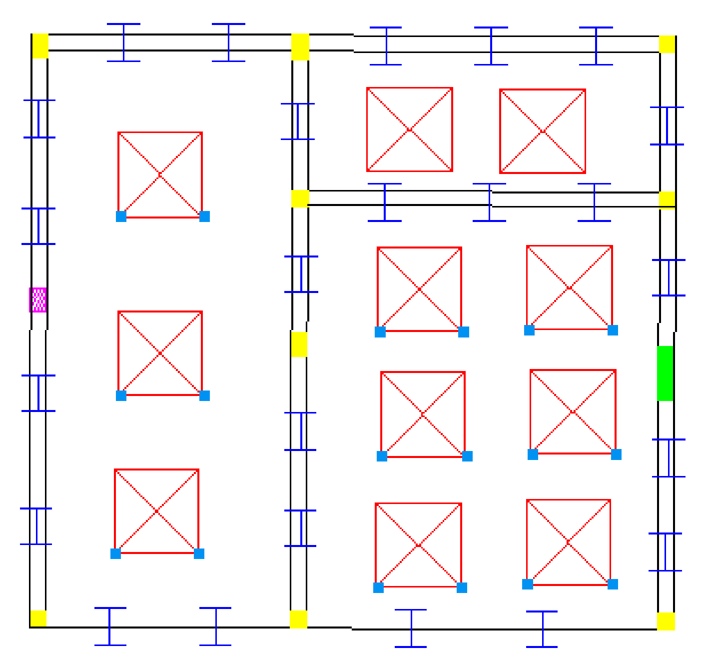


FIGURE 113:PLAN DE CALEPINAGE D'ETAIEMENT POUR LA VARIANTE EN PREDALLES

Quantitatifs	Dalle pleine	Prédalles	Poutrelles-hourdis	Alvéolaire	Post-tension	Réticulée
Tours d'étais	108	44	44	44	100	92
Etais	41	76	76	76	36	36
Poutrelles primaires	1556	464	464	464	1440	1440
Poutrelles secondaires	1132				936	936
Peau coffrante	483.57				483.57	483.57
Caissons récupérables						560

TABLEAU 45: QUANTITATIFS DU MATERIELS DE COFFRAGE NECESSAIRES POUR TOUS NIVEAUX JOINT 23

1.9 Etude financière :

1.9.1 Dalle pleine :

On considère que le niveau PH RDC est réalisé par 4 mains d'œuvre (M.O.) en 14 jours : coffrage , bétonnage et décoffrage, le prix de l'acier comprend la fourniture et la pose par le sous-traitant .

Le coût de revient pour le joint 23 en terme de matériaux et de MO :

Dalle pleine	Prix total (Q*PU)
Béton (B30)	118.920,8
Acier	152.794,96
MO	26.784
TOTAL (dh)	**298.499,76**

TABLEAU 46: COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN DALLE PLEINE

Le coût de revient des planchers en dalle pleine en terme de coffrage , sans prise en compte du coffrage des poteaux et fondations :

Coût coffrage	Prix total (Q*PU)
Sans rotation	
Triangles (0.7m , 0.75m , 1m)	7.020
Etais	615
Sabot / fourches	2.160
poutrelles	21.170
peau coffrante (m²)	88.288,2
Total (dh)	**119.253,2**
Avec rotation	
Triangles (0.7m, 0.75m , 1m)	792
Etais	340
Sabot / fourches	1.140
poutrelles	10.585
peau coffrante (m²)	47.829,6
Total (dh)	**60.686,6**

TABLEAU 47: COUT DU COFFRAGE POUR LA DALLE PLEINE

Total (matériaux + coffrage)
359.186,36

TABLEAU 48: COUT TOTAL AVEC COFFRAGE

1.9.2 Plancher à prédalles :

PRD	**Prix total**
Béton	86.771,35
Acier	78.446,24
Prix prédalles	60.090,66
Prix PP	36.223,6
MO	17.856
Total (dh)	**279.387,85**

TABLEAU 49:COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN PREDALLES

Coût coffrage	**Prix total**
Sans rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.860
Etais	1.140
Sabot / fourches	880
Poutrelles	4.640
Total	**9.520**
Avec rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.160
Etais	340
Sabot / fourches	220
Poutrelles	2.320
Total	**5.040**

TABLEAU 50: COUT DU COFFRAGE POUR LES DALLES PLEINE JOINT 23

Total (matériaux + coffrage)
284.427,85

TABLEAU 51: COUT TOTAL POUR LE JOINT 23 EN DALLE PLEINE

1.9.3 Plancher poutrelles-hourdis :

Poutrelles hourdis	**Prix total**
Béton	85.702,4
Acier	36.795,52
Prix prédalles	46.138,65
MO	22.320
Total	**190.956,57**

TABLEAU 52:COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN POUTRELLES-HOURDIS

Coût coffrage	Prix total
Sans rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.860
Etais	1.140
Sabot / fourches	880
Poutrelles	4.640
Total	**7.232**
Avec rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.160
Etais	340
Sabot / fourches	220
Poutrelles	2.320
Total	**5.040**

TABLEAU 53:COUT DU COFFRAGE POUR LE JOINT 23 EN POUTRELLES- HOURDIS

Poutrelles alvéolaire	Prix total
Béton	48.537,6
Acier	38.394
Prix alvéolaire	267.904,6
Poutrelles	22.320
Total	**267.904,6**

TABLEAU 55: COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN DALLE ALVEOLAIRE

Total (matériaux + coffrage)
195.996,57

TABLEAU 54: COUT TOTAL POUR LE JOINT 23 EN POUTRELLES-HOURDIS

1.9.4 Dalle alvéolée :

Coût coffrage	Prix total
Sans rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.860
Etais	1.140
Sabot / fourches	880
Poutrelles	4.640
peau coffrante(m²)	
Total	**9.520**
Avec rotation	
Triangles (0.7, 0.75 , 1)	2.660
Etais	340
Sabot / fourches	220
Poutrelles	2.320
Total	**5.540**

TABLEAU 56:COUT DU COFFRAGE POUR LE JOINT 23 EN DALLES ALVEOLAIRES

Total (matériaux + coffrage)
273.444,6

TABLEAU 57: COUT TOTAL POUR LE JOINT 23 EN DALLE ALVEOLAIRE

Post tension	Prix total
Béton	96.313,6
Acier	102.979,6
MO	16.305
Mega P-T	232.848
Total	**448.446,2**

TABLEAU 58:COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN POST TENSION

1.9.5 Dalle en post-tension :

Coût coffrage	Prix total (Q*PU)
Sans rotation	
Triangles (0.7m , 0.75m , 1m)	5.200
Etais	615
Sabot / fourches	2.160
Poutrelles	21.170
peau coffrante (m²)	88.288,2
Total (dh)	**117.433,2**
Avec rotation	
Triangles (0.7m, 0.75m , 1m)	2.450
Etais	154
Sabot / fourches	760
Poutrelles	5.292,5
peau coffrante (m²)	28.986,6
Total (dh)	**3.643,1**

TABLEAU 59: COUT DU COFFRAGE POUR LE JOINT 23 EN DALLE POST-TENSION

Total (matériaux + coffrage)
452.098,3

TABLEAU 60/: COUT TOTAL DU JOINT 23 EN POST-TENSION

1.9.6. Dalle réticulée :

Dalle réticulée	Prix total
Béton	140.047,5
Acier	98.952,32
Prix (Post Tension)	198.574
MO	19.566
Total	**491.141,5**

TABLEAU 61:COUT MATERIAUX ET MO POUR LE JOINT 23 EN DALLE RETICULEE

Coût coffrage	Prix total (Q*PU)
Sans rotation	
Triangles (0.7m , 0.75m , 1m)	5.200
Etais	615
Sabot / fourches	2.160
Poutrelles	21.170
Caissons récupérables	290.000
peau coffrante (m²)	88.288,2
Total (dh)	**307.433,2**
Avec rotation	
Triangles (0.7m, 0.75m , 1m)	1.450
Etais	154
Sabot / fourches	760
Poutrelles	5.292,5
Caissons récupérables	36.000
peau coffrante (m²)	22.986,6
Total (dh)	**66.643,1**

TABLEAU 62:COUT DU COFFRAGE POUR LE JOINT 23 EN DALLE RETICULEE

Total (matériaux + coffrage)
557.784,5

TABLEAU 63: COUT TOTAL DU JOINT 23 EN DALLE RETICULEE

Résultats :

Le classement des variantes du point de vue coût dans l'ordre décroissant :

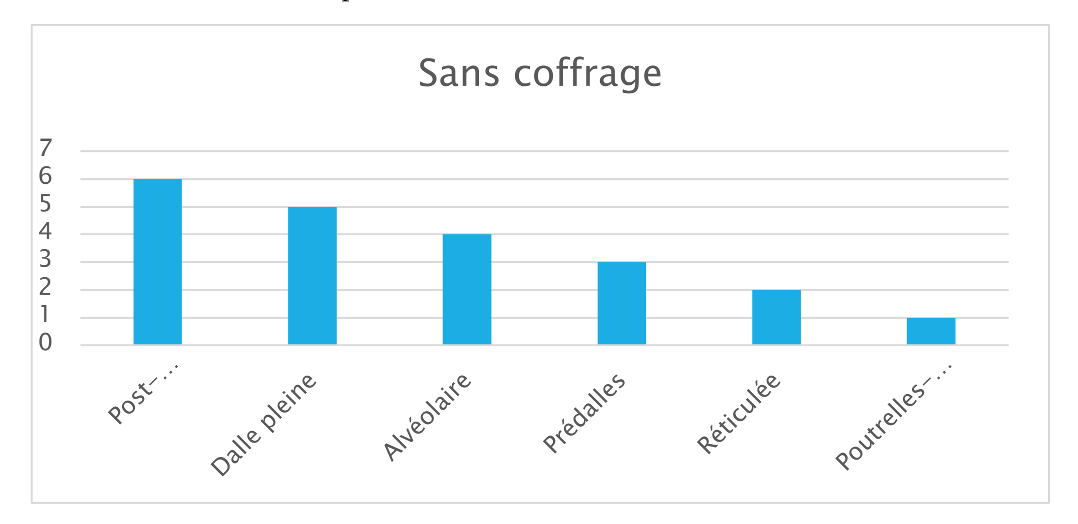


FIGURE 114:CLASSEMENT DES DALLES EN TERME DU COUT SANS TENIR COMPTE DU COFFRAGE

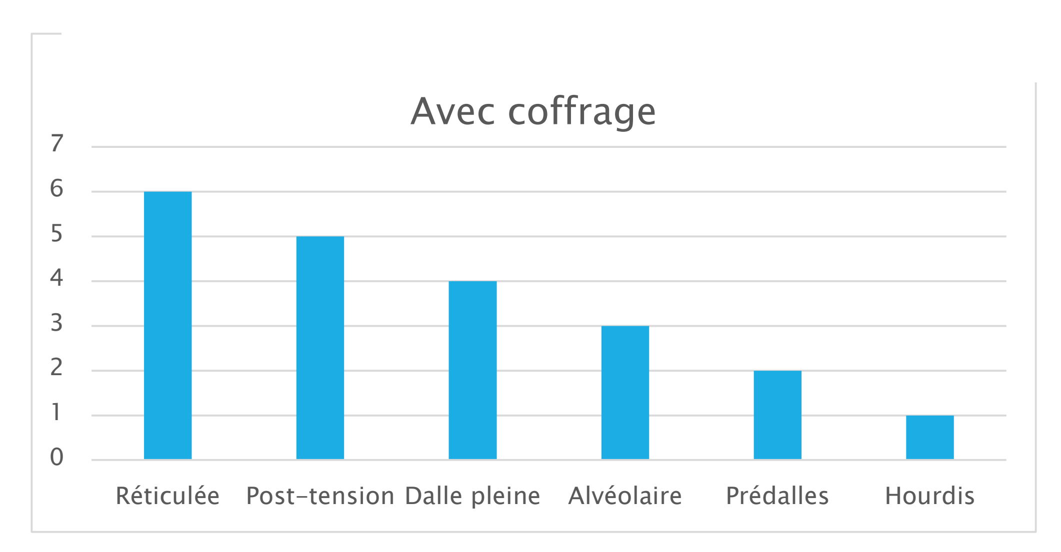


FIGURE 115: CLASSEMENT DES DALLES EN TERME DU COUT EN TENANT COMPTE DU COFFRAGE

1.10 Solution adoptée :

Afin d'effectuer le choix final de la solution à adopter en prenant en considération tous les critères énumérés, appliquant ainsi une méthode d'analyse multicritère. Cette méthode est choisie selon Il est le point de vue subjectif de l'utilisateur, qui déterminera l'ordre d'importance de la satisfaction de chaque critère . Le chapitre fera objet d'une synthèse détaillant les principes des méthodes mathématiques d'analyse multicritère.

CHAPITRE VI:

Application sur VBA basée sur l'analyse multicritère

1-Synthèse d'aide à l'analyse multicritère

1.1 Introduction

La prise de décision est un acte quotidien qui peut être simple ou complexe , individuel ou collectif et se fait par une approche classique « optimisation monocritère » qui consiste à optimiser d'une unique fonction qui est généralement le coût soit en temps ou en argent selon le besoin du décideur . Même si ce type d'approche est facile à suivre pour prendre une décision et elle garantit toujours d'avoir une solution finale au problème considéré mais elle n'est pas vraiment fiable et précise car elle ne prend pas en considérations d'autres éléments devant exister dans le choix fait en plus d'autres faiblesses auxquelles les méthodes multicritères semblent pallier.
La comparaison de plusieurs actions possibles se fait rarement suivant un seul critère ;
– les préférences sur un critère sont, dans bien des cas, difficilement modélisables par une fonction ;
– lorsqu'il y a plusieurs objectifs, il est impossible de les atteindre tous à la fois

Les méthodes d'aide multicritère à la décision sont des techniques assez récentes et en plein développement. Par leur manière d'intégrer tout type de critères, ces procédures semblent mieux permettre de se diriger vers un judicieux compromis plutôt qu'un optimum souvent désuet.

1.2 Approche multicritère

L'approche multicritère va différer par la prise en compte de dimensions de préférence.
En effet, dans le cadre de la classification multicritère les actions sont décrites selon des critères et non selon des attributs. L'objectif est alors, non pas de représenter un objet par une vision absolue qui se voudrait objective (l'espace multi-attribut), mais par la vision qu'en a le décideur ; c'est-à-dire en utilisant des critères. Cela signifie que pour un même objet il peut exister différentes visions qui dépendent des préférences du décideur. Ces différentes visions vont se traduire par des représentations différentes des objets.

La méthodologie générale de l'analyse multicritère est de trouver la solution la plus optimale compte tenu des critères exigées. Explicitement, on dresse la liste des actions potentielles/alternatives , puis la liste des critères à satisfaire , fixer les poids et ensuite les tableaux de performances, agrégation des performances et choix de la solution finale .

a) Actions et alternatives :
L'action représentait l'objet de la décision, et une action potentielle ou alternative représente une action dont la mise en œuvre est envisageable.

b) Critère et famille de critères :
Un critère peut être défini comme le moyen de modéliser un point de vue. Cependant, plusieurs aspects d'une action peuvent concourir à un même point de vue.

Par exemple, si l'on s'intéresse au point de vue confort d'une automobile, plusieurs aspects doivent être pris en compte comme la suspension, la tenue de route, le niveau sonore, etc.
Un critère peut donc résulter d'une agrégation de sous critères. Il doit permettre de mesurer les préférences du décideur vis-à-vis de chaque action, relativement à un point de vue.
Mathématiquement , il est considéré tel :

$$g : AxA \rightarrow X$$
$$a, b \quad \rightarrow g(b) \geq g(a) \Rightarrow bSa$$

Cette fonction permet , de comparer entre deux actions potentielles, relativement à un point de vue donné et pour un acteur identifié. Avec la relation S désigne : aussi voire plus que bon par rapport à (nous supposons ici que g est un critère à maximiser.)
Les critères sont considérés comme suit : vrai-critère , quasi critère , pseudo-critère .

- ✓ Vrai-critère : Dans ce cas , soient a et b deux éléments distincts de l'ensemble A

  $g(b) > g(a) \Longleftrightarrow bPa$ (b est strictement meilleur que a)

  $g(b) = g(a) \Longleftrightarrow bIa$ (b et a sont indifférentes l'une par rapport à l'autre)

- ✓ Quasi-critère :

  Soient a et b , deux actions de l'ensemble A **,** il ne suffit pas que $g(b) \geq g(a)$ pour préférer l'action b à l'action a , mais il faut qu'elle la dépasse avec une certaine marge appelée (seuil de préférence), qu'on pose q telle que : $g(b) \geq g(a)+q$.

  Donc :

  $g(b) > g(a)+q \Longleftrightarrow bPa$ (b est strictement meilleure que a)

  $g(a) - q \leq g(b) \leq g(a) + q \Longleftrightarrow bIa$ (b et a sont indifférentes l'une par rapport à l'autre)

- ✓ Pseudo-critère :

  Soient a et b , deux actions de l'ensemble A :

  Avec : $p \in X$ et $0 \leq q \leq p$; p : Seuil de préférence et q : Seuil d'indifférence.

  Si $g(b) \in [g(a) ; g(a)+q]$; b est légèrement préférée à a

  Si $g(b) \in]g(a)+q ; g(a)+p[$: b est strictement préférée à a

  Si $g(b) \in [g(a)-q ; g(a)+q]$: b est indifférente par rapport à a.

Dans le domaine de l'aide à la décision, tout ne peut pas s'exprimer uniquement en terme de préférence ou d'indifférence. Il peut exister des situations où le décideur ne peut s'exprimer en faveur d'une action ou d'une autre sans pour autant être indifférent : on parlera de situations d'incomparabilité.

Ce type de situation peut se rencontrer lorsque les informations sur les actions sont insuffisantes pour trancher entre une préférence et une indifférence. Une des autres causes que l'on retrouve à l'origine de la situation d'incomparabilité est le fort contraste qui peut exister entre plusieurs actions. En présence d'actions contrastées, c'est-à-dire possédant des points forts et des points faibles mais sur des aspects différents, il sera souvent difficile de mettre une préférence ou une indifférence en évidence, par exemple, un avion a qui est extrêmement performant contrairement par rapport à un avion b , en revanche qui est d'un coût exorbitant contrairement au b. On dit donc que A est incomparable à B ; a R b.

1.2.1 Méthode d'agrégation totale/complète (TRANSITIVE):

On l'appelle aussi l'approche de critère unique de synthèse, cette approche consiste à considérer que les différents critères g1,…, gn peuvent être agrégés en un critère unique, ce qui permet de juger les actions uniquement sur l'évaluation de ce critère unique. L'utilisation de ce type de critère conduit à une structure de pré-ordre sur les actions de A. Il convient cependant de ne pas confondre cette approche avec une approche monocritère. En effet l'approche monocritère, même si elle permet aussi de juger les actions sur un critère unique, n'appréhende pas plusieurs dimensions de préférence.

La première attitude serait d'inclure toutes les performances dans ce qu'on appellerait en mathématique une fonction d'utilité ou d'agrégation (Roy, 1985), en leur attribuant d'éventuels poids.

En plus , cette approche est définie à partir de principes logiques et d'informations inter-critères modélisant uniquement les situations : – d'indifférence : a I b ⇔ g(a) = g(b),

– de préférence : a P b ⇔ g(a) > g(b).

Elles excluent donc l'incomparabilité, assurent toutes les transitivités des préférences ce qui donne une structure de préordre total sur A , ce qui est un résultat riche, facilement exploitable dans les diverses problématiques

Méthodes les plus connues :

- Somme pondérée
- Moyenne pondérée ordonnée (R. Yager °
- Multiplication des ratios (Percy Bridgman,1922)
- Méthode hiérarchique AHP(Thomas L. Saaty, 1971)

1.2.1.1. Somme pondérée :

Elle est connue par son accessibilité mathématique puisqu'elle fournit la possibilité de pondérer et de combiner plusieurs entrées pour créer une analyse intégrée.

Bien que le résultat fourni par ce type de méthodes soit « riche », il faut néanmoins souligner que leurs conditions d'utilisation sont exigeantes:

• La compensation : dans un modèle additif, les critères sont totalement compensatoires, ce qui n'est pas souvent le cas en pratique.

• Les préférences des décideurs doivent correspondre à un modèle additif : il existe plusieurs situations où les préférences du décideur ne peuvent pas être représentées par ce type de modèle .

- *Principe :*

Après avoir déterminer les m actions potentielles /alternatives Ai , les n critères cj et leurs poids correspondants wj , on procède à la détermination de la fonction d'utilité cardinale quotient $a_{ij} = U_j(A_i)$ qui représente les performances de chaque action sur chacun des critères . Ensuite , après avoir normaliser les aij pour conserver une proportionnalité entre les valeurs et normaliser les poids tel que : la somme des poids est égale à 1 .

La méthode de somme pondérée est mise en œuvre comme suit :

- ✓ Le décideur détermine les critères à maximiser et celles à minimiser.
- ✓ On détermine le poids de chaque critère selon son importance.
- ✓ On dresse le tableau des performances des actions vis-à-vis de chaque critère.

- Pour les critères à minimiser, on prend la performance maximale pour minimiser :

  Pour tout $j \epsilon [1, n]$: Uj (Ai) = $Max_i(a_{ij}) - a_{ij}$

- Ensuite, on normalise les aij , en sommant les performances de chaque action sur chaque critère

  $Pour\ tout\ i\ \epsilon\ [1, m]$: $R(a_i) = \Sigma\, w_j * a_{ij}$

C/C : L'alternative retenue est celle ayant la plus grande valeur de R

Exemple :

Soient les A1,.. A4 les alternatives du problème qui doivent répondre à 5 critères :

Attribution des poids

Critère	Poids
1	16
2	18
3	18
4	18
5	24

Performance des alternatives

Alternatives/ Critères	1	2	3	4	5
A1	3	32	11	42	3,54
A2	2	32	14	41	3,63
A3	2	31	7	45	3,99
A4	2	32	6	43	3,75

Le décideur choisit de minimiser les critères N° 4 et N°5 , et maximiser le reste . On obtient ainsi :

Pour tout $j \epsilon [1, n]$: Uj (Ai) = $Max_i(a_{ij}) - a_{ij}$

Alternatives/ Critères	1	2	3	4	5
A1	3	32	11	7	0,45
A2	2	32	14	8	0,36
A3	2	31	7	4	0
A4	2	32	6	6	0,24

Pour chaque ligne , on somme les performances de l'alternative vis-à-vis de chaque critère :

Alternatives/ Critères	1	2	3	4	5	Somme de la ligne
A1	3	32	11	7	0,45	53.45

Pour chaque ligne ,on normalise en divisant les performances par la somme de la ligne :

Alternatives/ Critères	1	2	3	4	5
A1	0.05613	0.598 7	0.2058	0.13096	0.00842

Enfin :

$Pour\ toutes\ les\ alternatives, on\ calcule\ le\ R$:

$pour\ A1 : R = 0.16 * 0.05613 + 0.18 * 0.5987 + 0.18 * 0.2058 + 0.18 * 0.13096 + 0.24 * 0.00842$

En faisant ainsi pour toutes les alternatives, celle ayant la plus grande valeur de R est la solution optimale.

- Avantages et limites :

Avantages :

1. Il s'agit d'un modèle simple
2. La solution optimale d'une somme pondérée est efficace

Limites :

1. L'importance relative des critères
2. Un facteur de normalisation des échelles des critères

La méthode de la somme pondérée nécessite donc d'avoir des critères comparables et d'intégrer l'influence de la normalisation préalable.

1.2.1.2. Méthode hiérarchique :

La méthode est basée sur la comparaison des différentes caractéristiques, deux par deux. À partir de la construction d'une matrice carrée, on évalue l'importance relative d'un critère par rapport à une autre, en utilisant pour cela, une échelle proposée par SAATY .

Elle repose sur trois concepts :

- **La structuration hiérarchique** : décomposition du problème en sous problèmes.
- **La structuration des priorités** : classement des éléments selon leur importance relative.
- **La cohérence logique** : les éléments sont regroupés et classés de façon logique.

Explicitement :

- ✓ Construire la hiérarchie
- ✓ Établir le poids des critères et sous-critères
- ✓ Écrire les matrices de comparaison binaire pour chaque niveau
- ✓ Déterminer les poids des critères
- ✓ Évaluer la cohérence des jugements
- ✓ Évaluer les poids de chaque critère par rapport au critère supérieur
- ✓ Sélectionner uniquement les sous-critères de poids pondérés préférentiels
- ✓ Évaluer les actions/projets
- ✓ Décider de l'action à choisir :

$$Note\ finale = \sum_{Sous\ criteres\ ponderes\ i} Poids\ de\ l'action\ pour\ le\ sous\ critere\ i * poids\ du\ sous - chemin\ de\ preference$$

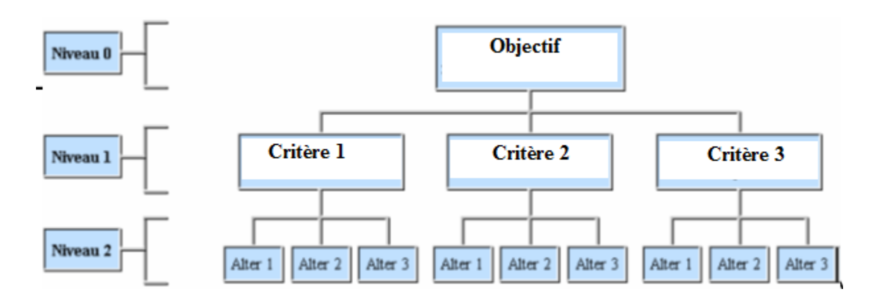


FIGURE 116: MATRICE DES NIVEAUX 1 : DEPEND DES PREFERENCES DU CLIENT

i- Matrice du niveau 1 **:** Dépend des préférences du client .

	Critère 1	Critère 2	Critère 3
Critère 1	1	2	4
Critère 2	½	1	3
Critère 3	¼	1/3	1

FIGURE 117 : MATRICE DU NIVEAU 1 : DEPEND DES PREFERENCES DU CLIENT

Interprétation :

Le 1er critère est deux fois plus important que le 2e, et 4 fois plus important que le 3e. Et ainsi de suite

ii- Matrices du niveau 2 :

On s'intéresse aux performances de chaque alternative vis-à-vis de chaque critère et on compare

Critère 1	A1	A2	A3
A1	1	3	6
A2	1/3	1	1/3
A3	1/6	3	1

Critère 2	A1	A2	A3
A1	1	1/3	4
A2	3	1	5
A3	¼	1/5	1

Critère 3	A1	A2	A3
A1	1	1/2	3
A2	2	1	5
A3	1/3	1/5	1

Interprétation :

Pour le 1er critère , l'alternative A1 le satisfait 3 fois par rapport à l'alternative A2 et 6 fois par rapport à l'alternative A3. Et ainsi de suite pour les autres critères .

Ensuite , pour le 1er niveau on détermine la moyenne géométrique pour chaque ligne pour trouver le poids de chaque critère. Et on procède de la même manière pour les matrices du 2e niveau . Ces données nous permettrons de construire une matrice combinée contenant les critères et les alternatives. On trouve les poids pondérés en multipliant le poids de chaque critère par le poids de l'alternative par rapport à chaque critère. Enfin pour chaque alternative, on additionne les poids, et la meilleure action est celle ayant le
poids maximal.

- Avantages et limites :

D'après Bernard Roy, les principaux avantages de la méthode de Saaty sont :

- ✓ La représentation et décomposition hiérarchique d'un problème complexe en éléments séparés
- ✓ Le tri des éléments d'un système en différents niveaux selon leur importance relative
- ✓ Le regroupement de ces éléments de façon logique et leur classement de façon cohérente selon des critères logiques

Toutefois, celle-ci présente tout de même quelques limites :

- ✓ Elle peut être délicate à mettre en œuvre dans une problématique multi-acteurs ou lorsque les critères sont trop nombreux, le risque d'incohérence des jugements étant alors trop élevé.
- ✓ Cette méthode demande au décideur de considérer toutes les comparaisons possibles, faisant implicitement l'hypothèse que tous les critères considérés sont parfaitement comparables

1.2.2. Approche d'agrégation partielle :

Une seconde attitude est de respecter l'incomparabilité et l'intransitivité (Schärlig, 1985). Ici, on cède donc sur la clarté. Comme on se contente dans ce cas d'appréhender partiellement les conséquences des divers jugements, cette attitude est dite d'agrégation partielle. D'autres (Roy, 1985 ; Maystre 1994) l'appellent encore "approche du surclassement de synthèse acceptant l'incomparabilité" ou "méthodes de surclassement" (Vincke, 1989).
Principe :
Dans cette approche, la technique consiste à comparer les actions deux à deux et à vérifier si, selon certaines conditions préétablies, l'une des deux actions surclasse l'autre ou pas et ce, de façon claire et nette. À partir de toutes ces comparaisons, on tente ensuite de réaliser une synthèse.

Parmi les méthodes les plus connues , on cite la famille de méthodes multicritères ***ELECTRE*** I, ***ELECTRE*** II , ***ELECTRE*** III et ***ELECTRE*** IV développée par Bernard Roy , acronyme de ELimination Et Choix Traduisant la REalité.

La méthode ELECTRE considère que les projets ne sont pas stables et pas toujours comparables. En effet, il n'est pas toujours possible de déterminer une stratégie meilleure que toutes les autres dans l'absolu. Dans le cadre d'analyse des méthodes multicritères, la valeur accordée à une stratégie est relative.

C'est un modèle d'agrégation des préférences. Contrairement aux méthodes d'analyse multicritères anglo-saxonnes, qui consistent à agréger puis comparer les différents critères, la méthode ELECTRE et ses dérivés les compare puis les agrège.

Sa manière d'établir le surclassement d'une action par rapport à une autre repose sur :

(1) **une condition de concordance** : condition imposant qu'une majorité des critères se dégagent en faveur de l'action surclassante.

(2) **une condition de discordance** : condition imposant qu'il n'existe pas une trop forte pression, dans un des critères de la minorité, en faveur du surclassement inverse.

ELECTRE ***I*** **:**

a) **Définir les projets concurrents sur lesquels va porter le choix des acteurs de la décision.**
b) **Élaborer des critères qualitatifs et quantitatifs pertinents pour la prise de décision:**

Trois exigences sont à respecter pour former une famille cohérente de critères:

- L'exigence d'exhaustivité : Ne pas oublier de critère
- L'exigence de non-redondance.
- L'exigence de cohérence: Si sur 10 critères, A et B sont équivalents pour 9 d'entre eux, et que A > B sur le 10ème, alors le décideur doit choisir A. S'il hésite encore entre A et B c'est que la famille de critères n'a pas été construite avec cohérence.

c) **Évaluer la performance des stratégies potentielles sur chaque critère:**

Cette étape se fait sous forme du tableau de performance qui contient les performances en note ou en valeur de chaque stratégie sur chaque critère. Le sens indique si on cherche à minimiser ou à maximiser la valeur. On souhaitera par exemple minimiser les coûts, ou encore maximiser le taux d'alphabétisation.

Les pondérations expriment l'importance accordée à chaque critère : ici le critère 2 est celui qui pèsera plus lourd dans la décision. Si les pondérations ne sont pas explicites, c'est qu'il a été choisi de donner la même importance à chaque critère. A surclasse B si A dépasse B sur la majorité des critères sans être considérablement trop pires sur le reste , en tenant en compte le sens choisi.

Critère /Alternatives	A1	A2	A3	Sens	Pondération
C1	5	2	3	A Minimiser	2
C2	5	6	4	A Maximiser	5
C3	3	5	5	A Maximiser	1

d) **Tableau ou matrice de concordance**

- On pose une hypothèse de surclassement: Par exemple A surclasse C.
- On identifie les critères pour lesquels cette hypothèse est vraie.
- On additionne les pondérations correspondant aux critères qui concordent avec cette hypothèse.
- On calcule l'indice de concordance : (Σ Pondérations des critères de concordant avec mon hypothèse) / (Σ Total des pondérations)

Si nous reprenons notre tableau précédent :

Sur le critère 1, A obtient une note de 5 et C une note de 3; sachant que plus la note est élevé, plus elle est défavorable (sens min), A ne surclasse pas C ===> Notre hypothèse n'est pas vérifiée.

Sur le critère 2, A obtient une note de 5 et C une note de 4 (sens max) ===> donc A surclasse C.

Enfin, sur le critère 3, A est surclassée par C.

Ainsi , on trouve l'indice de concordance qui est toujours compris entre 0 et 1 : 5/(2+5+1)=0.625

e) Tableau ou matrice de discordance

- On pose une hypothèse de surclassement: Par exemple A surclasse C.
- On identifie les critères pour lesquels cette hypothèse est fausse.
- On additionne les écarts entre les notes des deux stratégies comparées sur tous les critères pour lesquels l'hypothèse est fausse.
- On calcule l'indice de discordance : (max de l'écart de note sur les critères discordants)/(longueur de la plus grande échelle)

Ici, on considère que l'échelle des critères 1 et 2 est de 10 et que celle du critère 3 est de 8.

Dans le cas de la méthode ELECTRE 1, le dénominateur de l'indice de discordance sera toujours égal à la longueur de l'échelle la plus grande (ici 10 car les notes peuvent varier de 0 à 10).

La méthode Electre I a l'avantage d'introduire la notion de noyau qui permet de restreindre le domaine de l'étude pour s'intéresser uniquement aux meilleures actions.
Toutefois, la méthode Electre I exige de traduire les performances des actions en notes, ce qui suscite une gêne chez certains utilisateurs qui y voient une perte de maîtrise de leurs données.

1.2.3. Approche d'agrégation locale :

Les deux types de méthodes d'agrégation qui précèdent supposent que A soit de dimensions raisonnables. Or A peut être très grand, voire infini lorsque les actions varient en continu. La technique est alors de partir d'une solution de départ (aussi bonne que possible) et de voir “autour” de cette solution s'il n'y en a pas de meilleure. On pratique donc une exploration locale et répétitive de A. D'où son nom de technique d'“agrégation locale itérative” (Schärlig, 1985).
Ces méthodes sont en outre souvent interactives entre l'homme d'étude et le demandeur. C'est pourquoi on les nomme aussi “approche du jugement local interactif avec itérations essais-erreur” (Roy, 1985 ; Maystre *et al.*, 1994) ou encore “méthodes interactives” (Vincke,1989). On notera qu'ici, on a renoncé à toute vision globale.

Principe :

Fixation d'une première solution de départ , puis procéder à des itérations pour trouver une meilleure solution.
Chaque itération peut être décomposée en trois phases (Roy, 1975a *in* Schärlig, 1985) :

– une phase de recherche : l'homme d'étude exploite les informations recueillies au cours de l'itération précédente afin de se faire une meilleure idée des préférences implicites du décideur ;

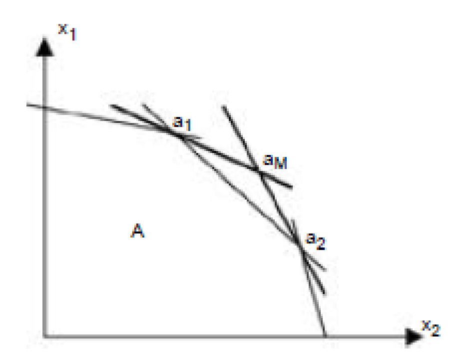
– une phase de réinitialisation : l'homme d'étude "repart à zéro" sur base de toutes les informations en sa possession et met au point une nouvelle proposition pour la soumettre au décideur ;

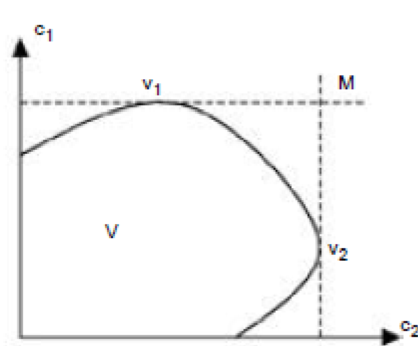
– une phase de réaction : le décideur émet un avis sur la dernière proposition et l'homme d'étude injecte cette nouvelle information dans une nouvelle itération.

Le processus s'arrête évidemment lorsque le décideur se montre satisfait. Il s'agit de méthodes complexes et souvent irréalistes vis-à-vis de l'imprécision des données.

PLM (Programmation Linéaire Multicritère)

En programmation linéaire classique, les contraintes du problème délimiteront un domaine de cet espace et la fonction économique, à maximiser (ou minimiser), désignera un point de l'espace comme l'optimum à atteindre. Cette fonction que l'on a rendue maximale est en fait un critère.
Pour passer à la PLM, il suffit donc de prendre plusieurs fonctions dites fonctions-critères plutôt que fonctions économiques. Cette multiplicité induit une impossibilité : désigner l'action idéale.
En effet , chaque fonction va désigner son optimum qui ne sera en général pas celui des autres fonctions. Il faut dès lors trouver un compromis. Pour ce faire, on définit un espace à m dimensions, m étant le nombre de fonctions-critères prises en considération.
Chaque point de A correspond donc à un point de cet espace, définissant un nouvel ensemble V. Il est à remarquer que V remplace, dans le domaine de la continuité, le tableau des performances dans le domaine des valeurs discrètes. C'est par un "examen" de cet espace critère et de V que l'on va déduire quel est le meilleur compromis. Pour la simplicité de l'exposé et sans nuire à la généralité, prenons des espaces à deux dimensions.
L'action a1 correspond au point v1 puisque c'est cette action qui donne à c1 la plus grande valeur. Même raisonnement pour a2 et v2. Les valeurs v1 et v2 sont alors les coordonnées de ce que l'on appelle le point de mire, idéal inatteignable puisque hors de V.
Les diverses méthodes d'agrégation locale tenteront par conséquent de trouver l'action qui se rapproche le plus de ce point de mire, et ce dans un espace à m dimensions.





Méthodes connues :

1) La méthode ***STEM*** (Benayoun *et al.*, 1971) tente de minimiser, par rapport au point de mire, une "distance pondérée augmentée de Tchebycheff". Une variante plus souple de cette méthode est proposée par Vincke (1976 *in* Vincke, 1989). Roy (1975b) suggère de ne se servir du point de mire que comme simple référence pouvant évoluer au cours de la discussion.

2) ***Méthode Des Cônes D'amélioration*** Par Geoffrion , Dyer ,Feinberg (1972)

Geoffrion *et al.* (1972) ont mis au point une méthode explorant à chaque itération un "***cône d'amélioration",*** c'est à dire un ensemble de vecteurs qui, partant d'un point de V ne comporte que des points préférés à ce point.

-Soit V un ensemble de vecteurs correspondants à des actions potentielles

-Soit vi ϵ V , on sélectionne les points préférables à vi dans V, ce qui forme un cône

-On choisit un point dans ce cône et on recommence la procédure jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'amélioration possible.

GOAL PROGRAMMING

On fixe d'abord pour chaque critère la valeur de l'évaluation que l'on désire avoir

Pour chaque action, on détermine pour quel critère l'évaluation est la plus éloignée de la cible (le critère le moins respecté)

L'action étant la moins à l'écart est la meilleure

Exemple :

a) Performance de chaque alternative pour les différents critères :

	Critère 1	Critère 2	Critère 3
Alternative 1	**4**	**5**	**6**
Alternative 2	**8**	**5**	**7**
Alternative 3	**7**	**6**	**5**
Valeur désirée pour le critère	**9**	**7**	**8**

b) Tableau des distances :

Alternative/ Critères	Critère 1	Critère 2	Critère 3
Alternative 1	**9-4=5**	**7-5 =2**	**8-6 =2**
Alternative 2	**9-8=1**	**7-5 = 2**	**8-7 =1**
Alternative 3	**9-7=2**	**7-6 = 1**	**8-5 =3**

On prend la plus grande valeur de distance pour chaque ligne , 5 pour la 1e alternative , 2 pour la 2e alternative , 3 pour la 3e alternative .

Donc la solution optimale , est celle ayant la plus petite valeur de distance avec la valeur désirée au départ , ce qui correspond , dans notre cas, à la 2e alternative.

2-Application en VBA :

2.1. Justification du choix de la méthode :

Pour une première comparaison, on a estimé que tous les critères ont le même degré d'importance avec des objectifs à atteindre, et que les variantes doivent être comparées toutes simultanément , d'où le choix justifié de **la méthode d'agrégation locale.**

Les critères choisis :

- **Satisfaction de l'architecture**
- **Isolation acoustique**
- **Isolation thermique**
- **Résistance au feu**
- **Matériels de coffrage**
- **Coût de revient**
- **Durée de réalisation**

2.2. Utilisation de l'application :

a) Choix du type de la structure :



FIGURE 118: INTERFACE CHOIX TYPE DE CONSTRUCTION

b) Choix des variantes à comparer :

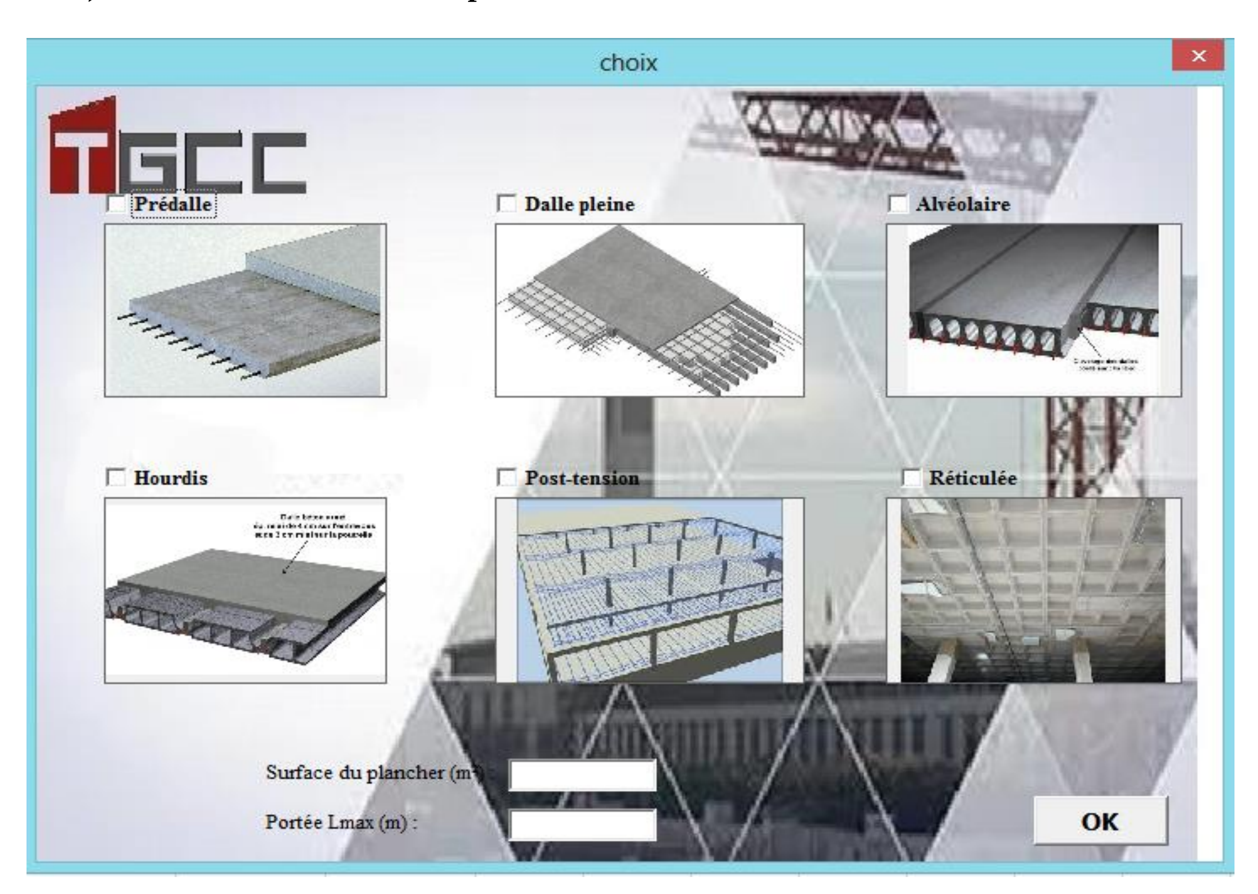


FIGURE 119: INTERFACE 2, CHOIX DES TYPES DE PLANCHERS

On suppose que l'utilisateur a fait le choix de tous les types :

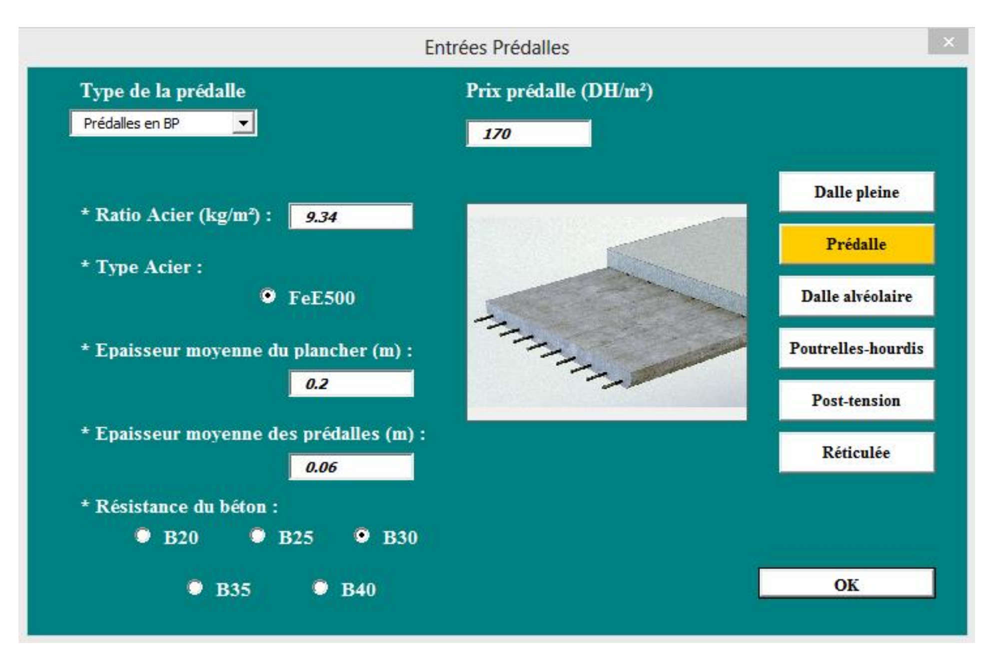


FIGURE 120: ENTREES PLANCHERS PREDALLES

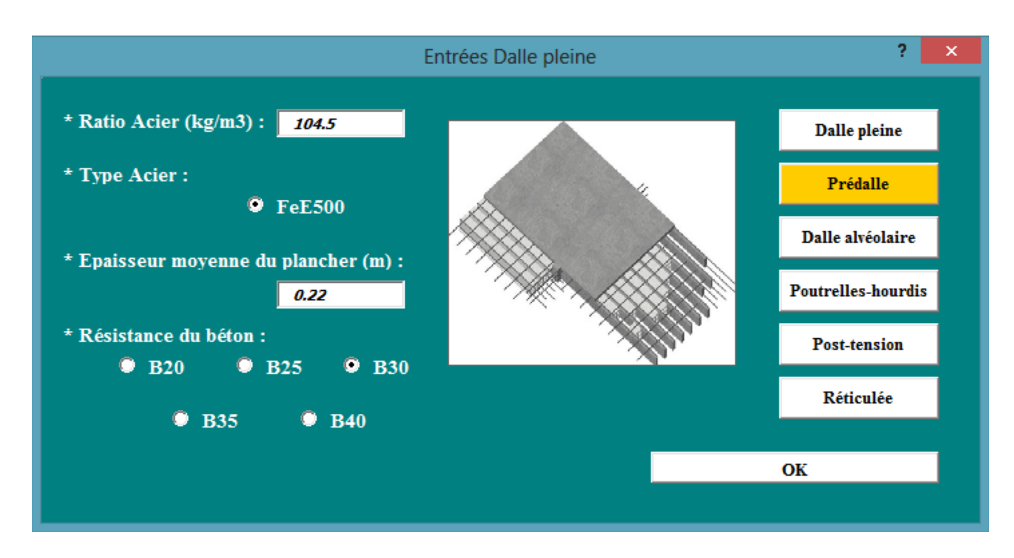


FIGURE 123: ENTREES DALLE PLEINE

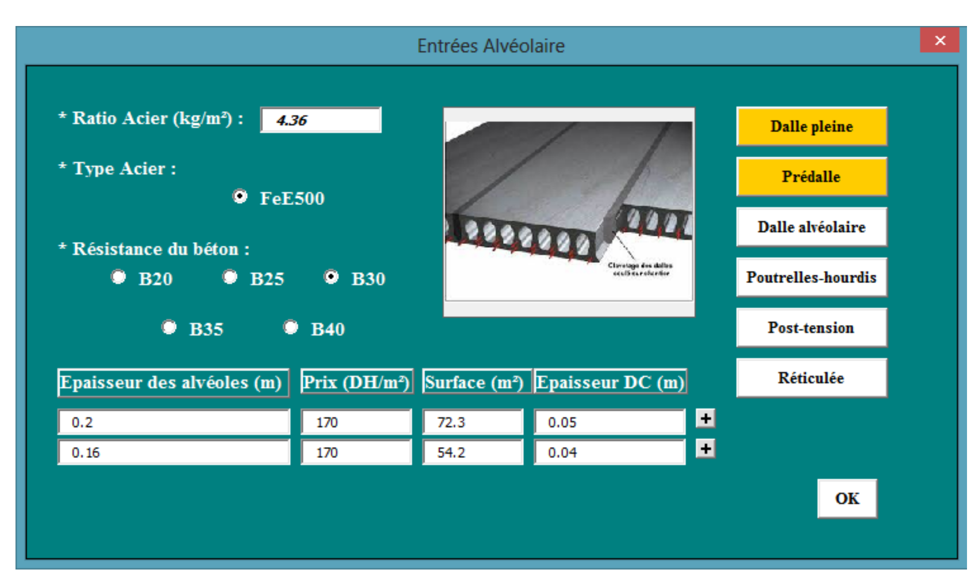


FIGURE 122: ENTREES DALLE ALVEOLAIRE

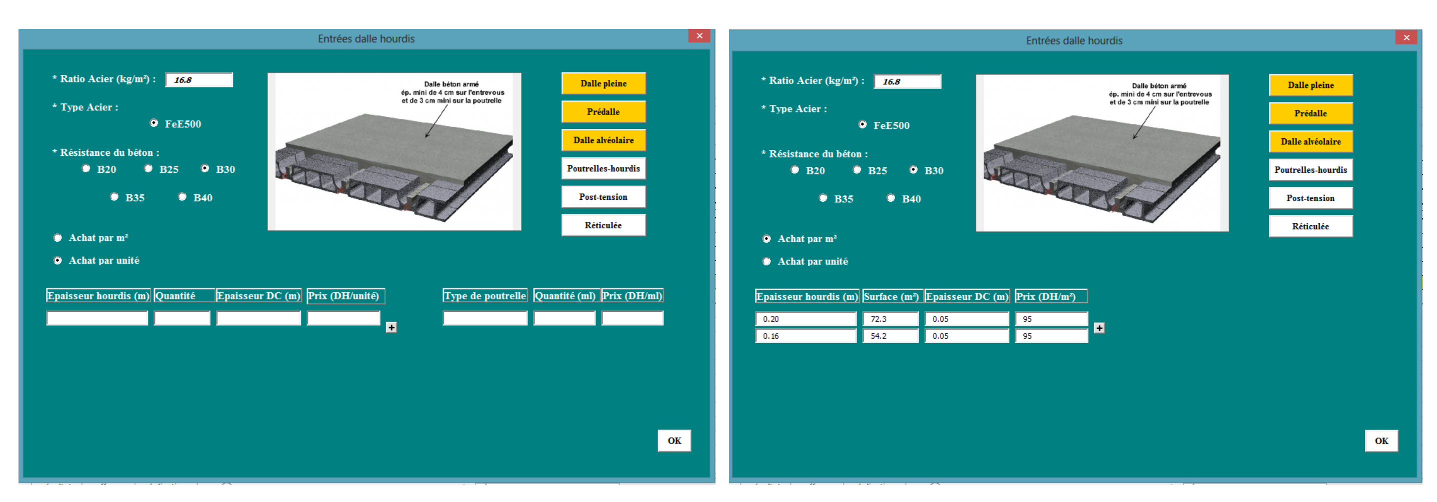


FIGURE 121: ENTREES PLANCHER POUTRELLES-HOURDIS



FIGURE 124: ENTREES DALLE EN POST-TENSION

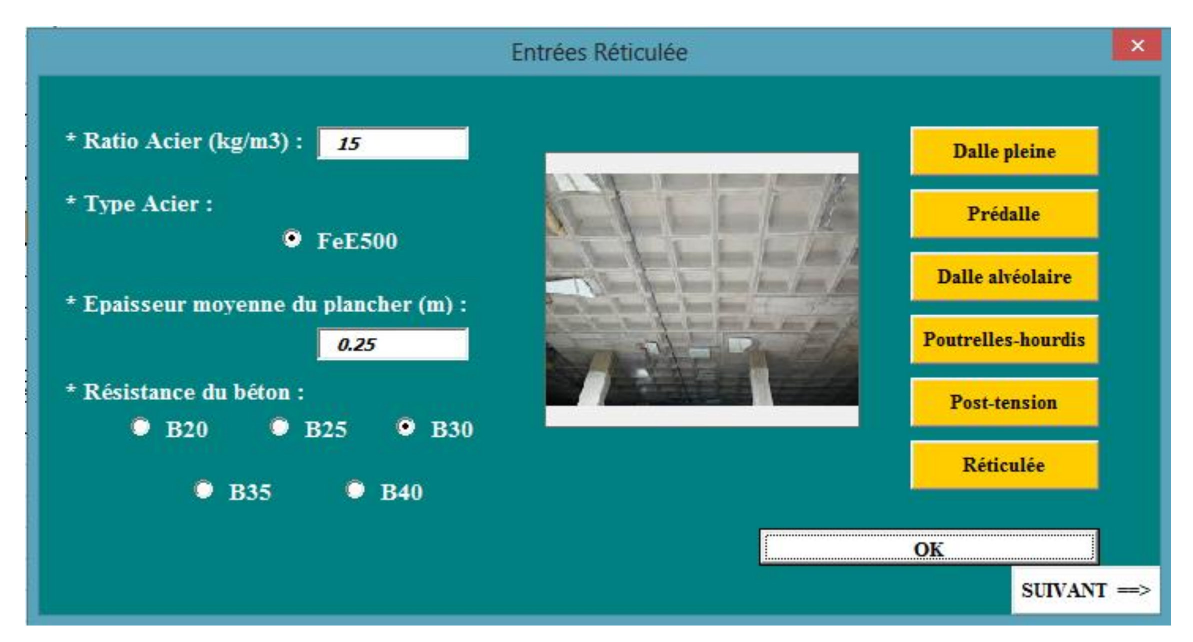


FIGURE 125: ENTREES DALLE RETICULEE

a) Les entrées des performances

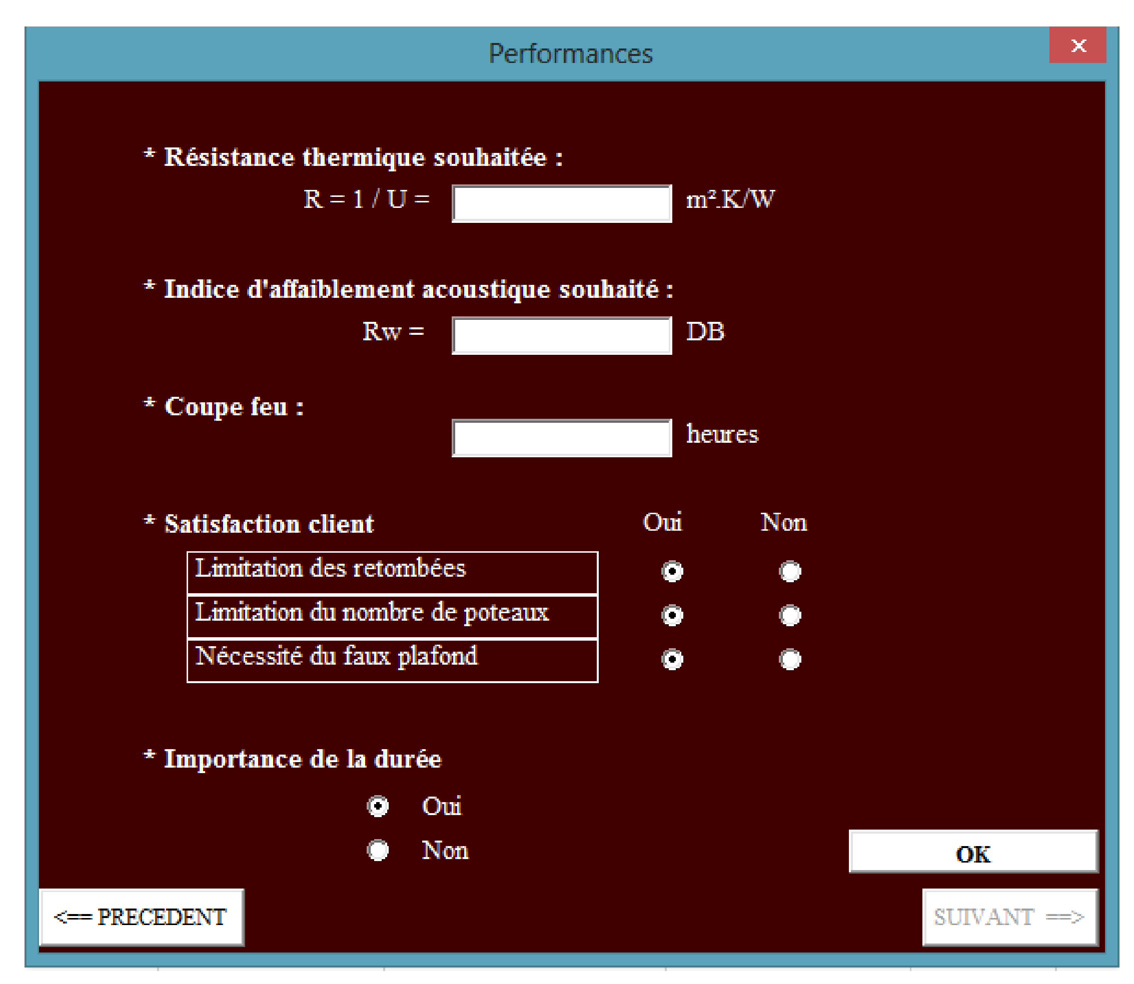


FIGURE 126 : ENTREES DES PERFORMANCES

Les valeurs entrées par l'utilisateur représentent les objectifs que doivent satisfaire les variantes . En fonction de ces valeurs, les variantes vont être classées dans l'ordre croissant des distances par rapport à l'objectif . C'est-à-dire , que la variante ayant la valeur de satisfaction correspondante à la distance minimale de l'objectif exigé par l'utilisateur sera la première et ainsi de suite.

b) *Les entrées des prix :*

Prix

TGCC

acier | béton | coffrage | M.O

Prix FeE500 : DH/kg

Prix B20 : DH/m3
Prix B25 : DH/m3
Prix B30 : 640 DH/m3
Prix B35 : 690 DH/m3
Prix B40 : 740 DH/m3

Etais 14 DH
Poutrelles 10 DH
Tricapa 10 DH
Madrier 10 DH
Triangulations 5 DH
Sabot/Fourche 5 DH

salaire d'un ouvrier : 15.5 DH/jour

OK

<== PRECEDENT

SUIVANT ==>

FIGURE 127: ENTREES DES PRIX

*c) **Résultats :***

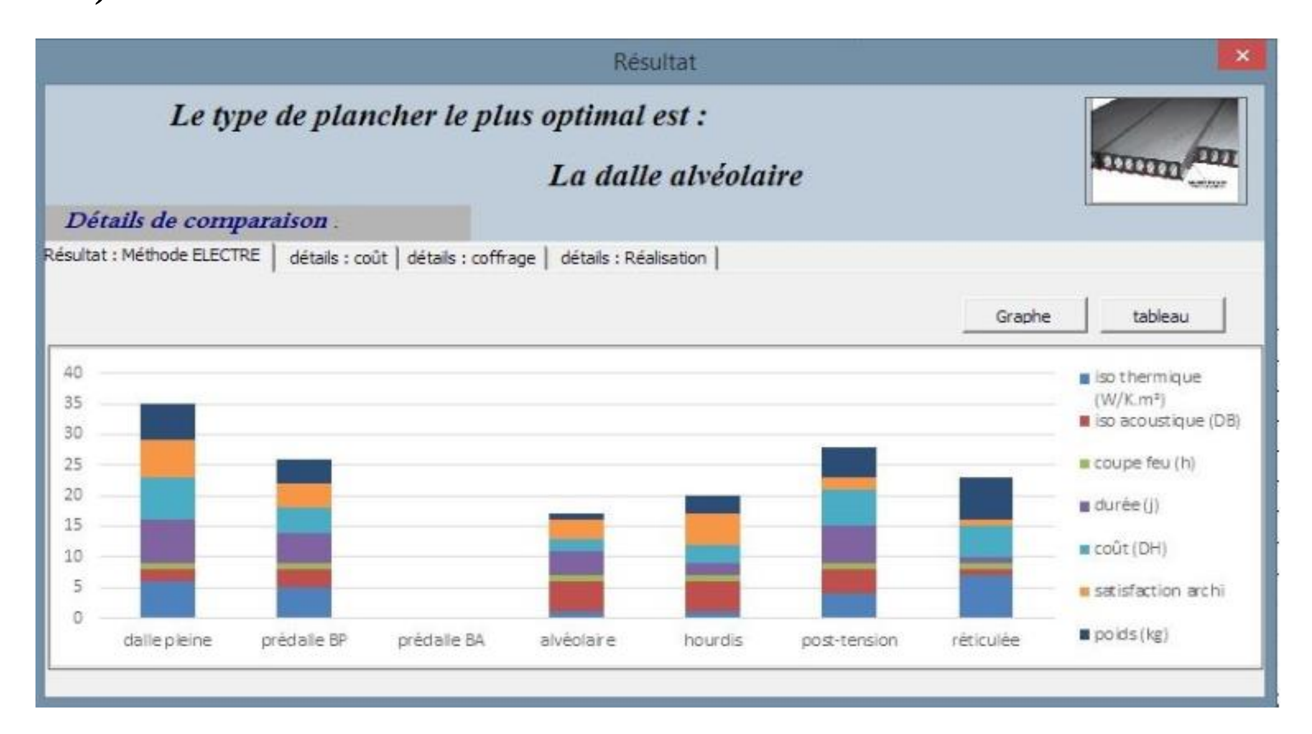


FIGURE 128: RESULTATS



FIGURE 129: DETAILS DU COFFRAGE

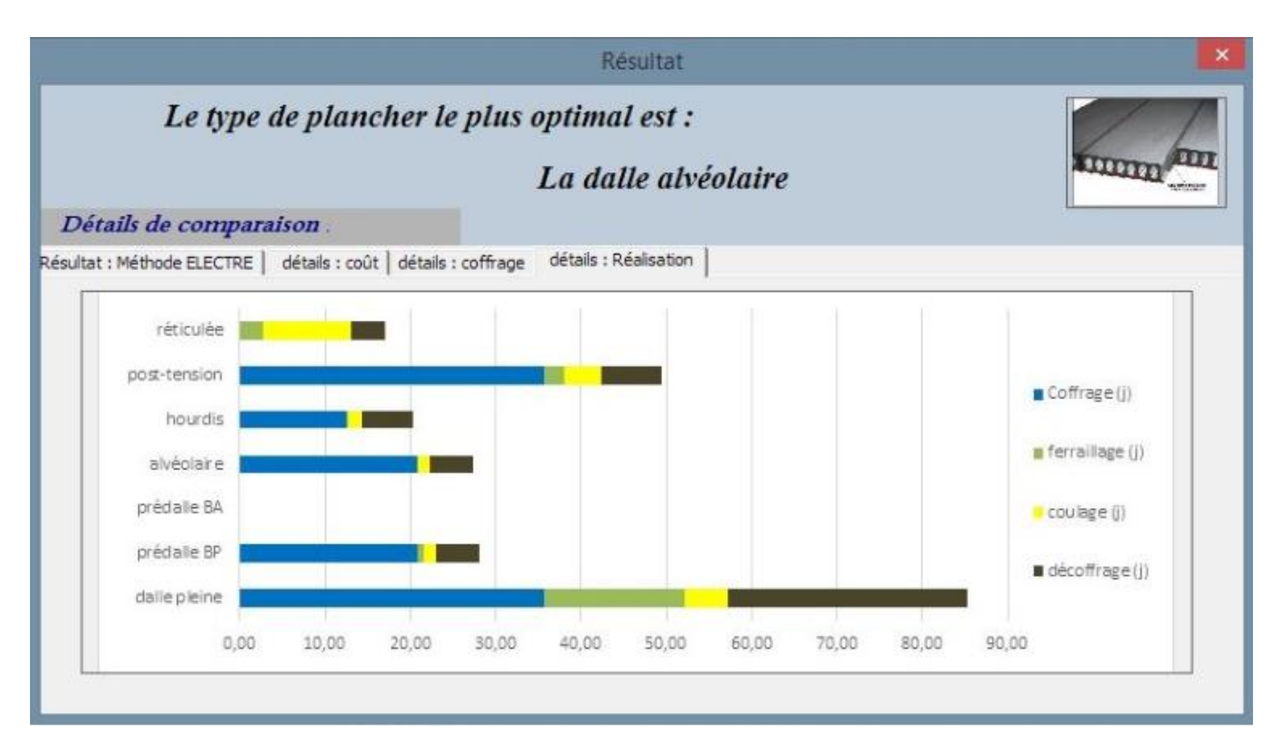


FIGURE 131: DETAILS DE REALISATION

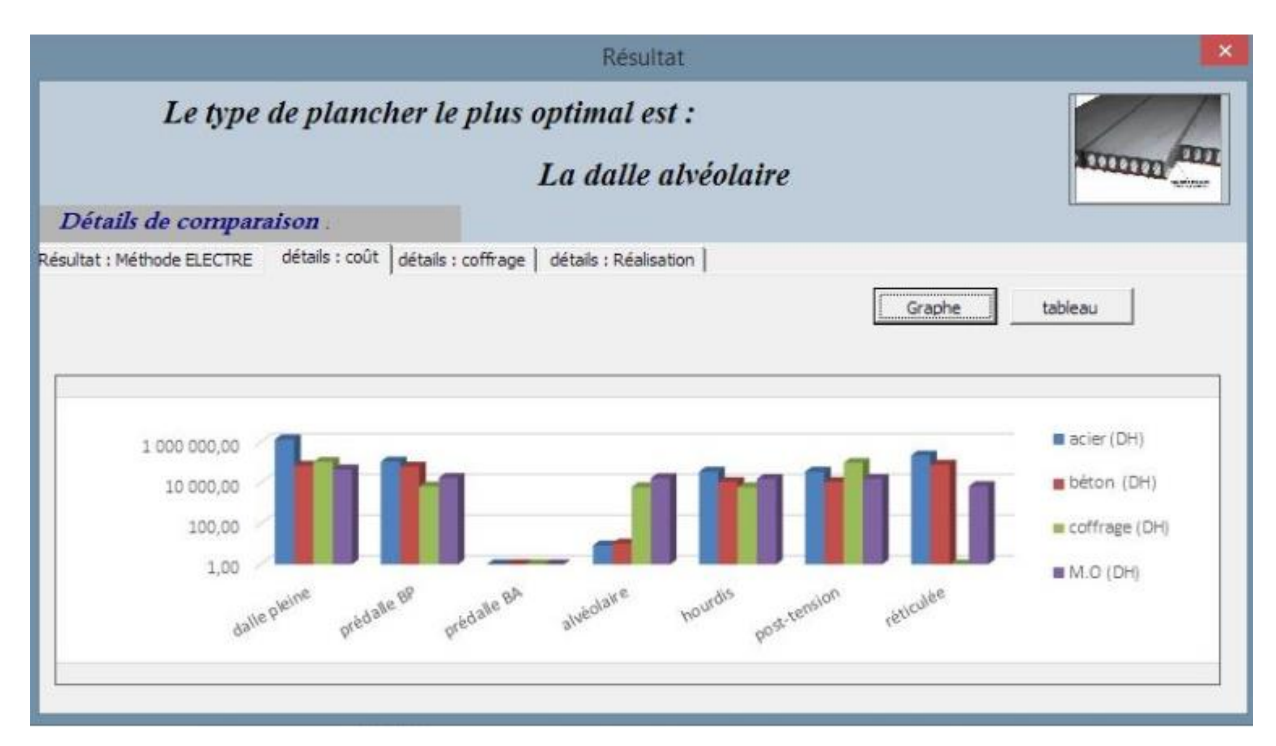


FIGURE 130: DETAILS DU COUT

Conclusion et recommandations :

Ce travail de fin d'études, qui achève ma formation en cycle ingénieur à l'EMI , consiste à faire une étude comparative avec six variantes de planchers pour une structure R+3 et à développer une application sur VBA basée sur une méthode d'analyse multicritère , généralisée pour d'autres projets.

L'étude comparative ne dépend pas seulement du coût , mais de plusieurs autres critères qui doivent être remplis , dont on cite : la satisfaction de l'aspect architectural , les performances vis-à-vis de l'isolation phonique et thermique ,la résistance au feu, l'influence du poids des variantes sur les éléments de la structure, les méthodes de coffrage, les étapes d'exécution , le temps de réalisation sur chantier et l'étude budgétaire.

Grâce aux logiciels Autodesk Robot et CYPECAD , j'ai pu modélisé le joint choisi pour les variantes en béton armé : dalle pleine , plancher à poutrelles hourdis , dalle réticulée et en béton précontraint : dalle alvéolaire , dalle en post-tension et plancher à prédalles.

L'application développée permet à l'utilisateur , après avoir effectué le choix des variantes à comparer et après avoir entré les données , d'avoir le choix optimal final , ainsi qu'un classement au niveau de chaque critère , les quantités de matériels de coffrage nécessaires, le temps de réalisation et le coût pour chaque variante.

Toutefois , l'avantage du VBA est la possibilité d'apporter des modifications à l'application . Pour avoir une application pouvant être industrialisée , je recommande la développer pour satisfaire les points suivants.

-Permettre à l'utilisateur de choisir la méthode de comparaison la plus convenable selon la nature du projet , en lui proposant d'attribuer des poids aux critères traduisant ainsi leur importance.

-Etablir une liaison entre les logiciels de calcul du ferraillage et l'application ou inclure un dimensionnement des variantes dans les feuilles Excel.

- Proposer des solutions en matériaux pour l’atteinte des objectifs en isolation thermique , acoustique , et en résistance au feu avec précision des valeurs pour les épaisseurs nécessaires afin d’avoir un coût global exact.

Grâce à mon stage effectué sur le chantier M Avenue , j’ai pu suivre de plus près les déroulement des travaux de gros oeuvres comme j’ai pu apprendre des problèmes rencontrés sur chantier liés à la gestion des travaux, du personnel et à la logistique. Mon stage chez TGCC m’a aussi permise d’être sur deux autres chantiers Ritz-Carlton et Prestigia A7 , où j’ai pu suivre de plus près l’exécution et la mise en œuvre du plancher poutrelles-hourdis et de la dalle en post-tension et avoir les données réelles pour mener une comparaison complète .

Webographie et bibliographie :

- Conception et calcul des structures en bâtiment , Henry Thonier ,tome 3
- Cahier de prescriptions techniques 2 ,dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre
- Titre I du fascicule 4 du cahier des clauses techniques générales
- Cahier de prescriptions techniques 3 , planchers confectionnés à partir de dalles alvéolées en béton précontraint.
- Dalles pleines en béton armé reposant sur deux appuis simples, bulletin du ciment
- Règles professionnelles pour les planchers à prédalles suspendues, Fédération Française du Béton (FFB) , Fédération de l'Industrie du Béton (FIB) , Centre d'Etudes et de Recherche de l'Industrie du Béton (CERIB)
- Plancher à poutrelles et entrevous , Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012
- La précontrainte dans le bâtiment , édité par le SEDIP
- Comportement acoustique des planchers poutrelles entrevous , CSTB
- Règlement Parasismique 2011
- Béton Armé aux Etats Limites 1991 R1999
- Béton Précontraint aux Etats Limites
- DTU 'Travaux de bâtiment ,exécution des ouvrage en béton'
- Fiche technique de la dalle alvéolaire SADET (DAS)
- Fiche technique des prédalles SADET
- Mémoire technique des prédalles SADET

- ‘Guide coffrage et béton’, Fédération de l’Industrie du Béton
- ‘Planchers et toitures préfabriqués’ , Fédération de l’Industrie du Béton
- DTU feu béton, décembre 1993
- Loi Fédérale sur la protection de l’environnement
- Le règlement thermique 2012
- Eurocode2 ‘Design of concrete structures- part1.2 : General rules – Structural fire design
- Installations classes et protection de l’environnement
- ANTOINE ROLLAND , Université LYON II ;18emes journées GDR MACS ,St-Etienne, 11 octobre 2013
- Aide multicritère à la décision *Concepts, méthodes et perspectives* Daniel VANDERPOOTEN LAMSADE - Université Paris Dauphine ENS Cachan, 11 septembre 2008
- Introduction aux méthodes multicritères d’aide à la décision Sami Ben Mena , Unité de Mathématique. Faculté universitaire des Sciences agronomiques de Gembloux. Passage des Déportés, 2. B–5030 ,Gembloux (Belgique).
- Introduction à la décision multicritères - Formation ISAM ,(Sébastien Destercke)
- Chargé de recherche CNRS, Heudiasyc , Equipe Décision et Image (DI)
- Concepts de base en aide multicritère à la décision ;Vincent Mousseau ,Ecole Centrale Paris,
- THESE Présentée en cotutelle pour l’obtention du grade de DOCTEUR De L’Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne (Université Jean Monnet, Saint-Etienne, France) Et du grade de PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.) De La Faculté des Sciences et de Génie (Université Laval, Québec, Canada) , par Abdelkader HAMMAMI
- Analyse multicritère (Nadia Lehoux) Pascale Vallée
- Systèmes d’évaluation et de classification multicritères pour l’aide à la décision : Construction de modèles et procédures d’affectation
- Programmation VBA , développement rapide d’interfaces.

Annexe :

1. Variante de poutrelles-hourdis

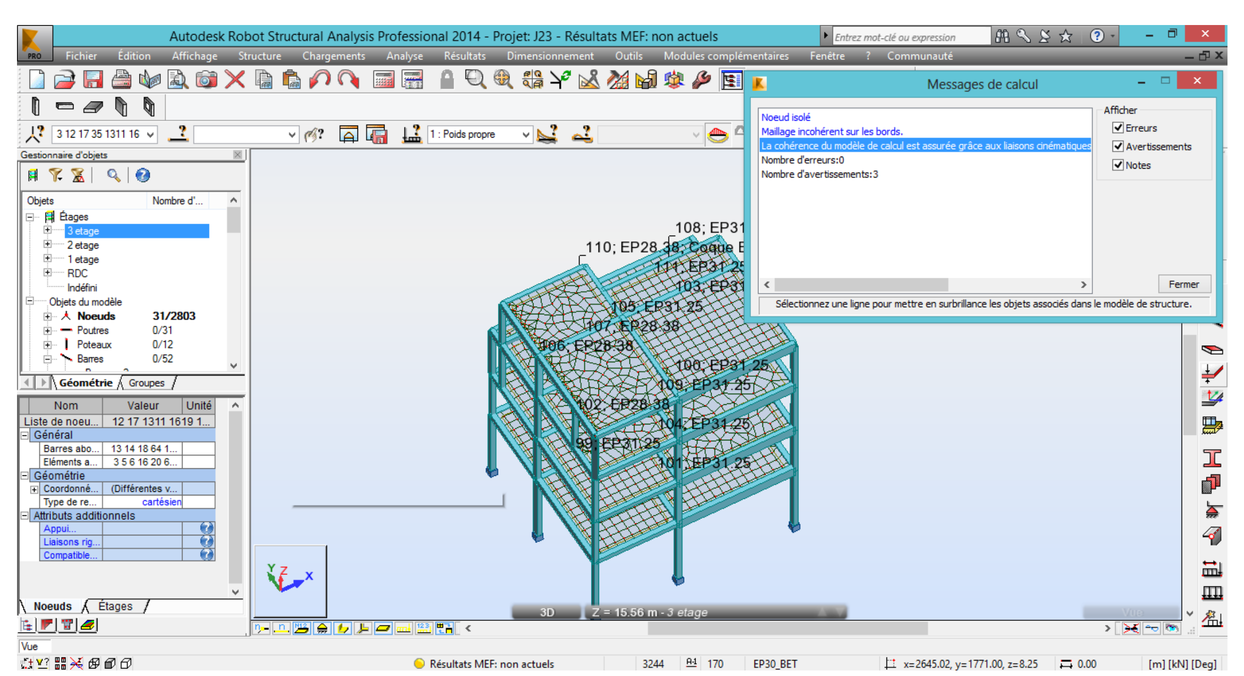


FIGURE 134: MODELISATION DU JOINT 23 EN PLANCHER POUTRELLES-HOURDIS SUR AUTODESK ROBOT

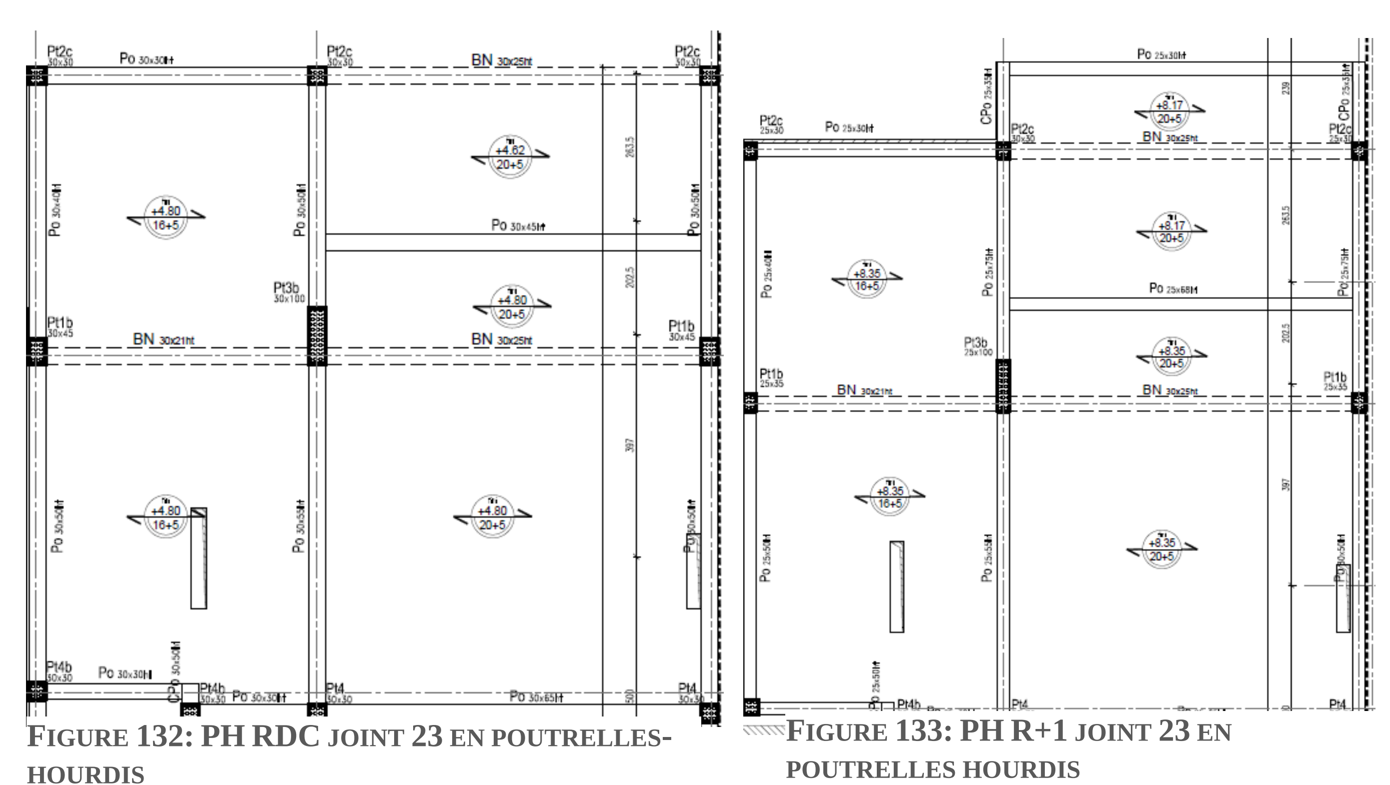


FIGURE 132: PH RDC JOINT 23 EN POUTRELLES-HOURDIS

FIGURE 133: PH R+1 JOINT 23 EN POUTRELLES HOURDIS

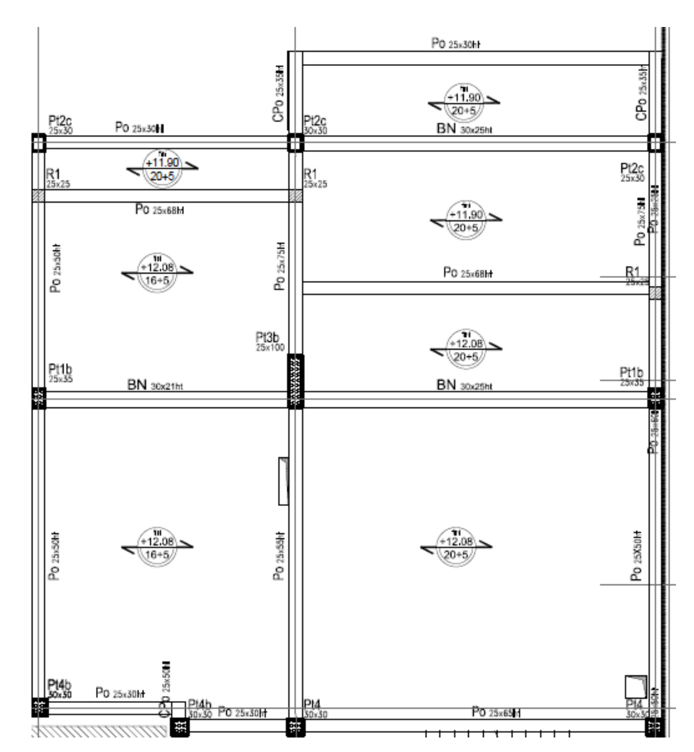


FIGURE 136: PH R+2 JOINT 23 EN POUTRELLES-HOURDIS

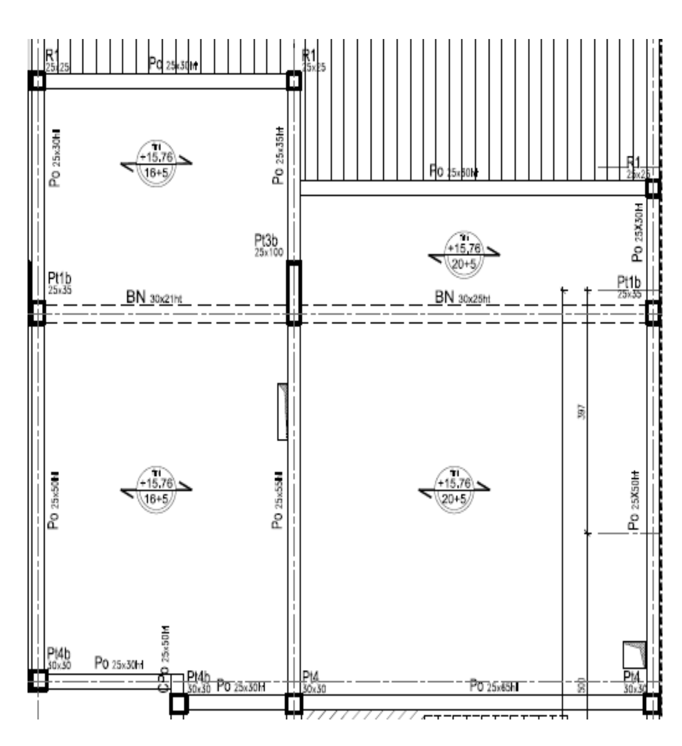


FIGURE 135: PH R+3 JOINT 23 EN POUTRELLES-HOURDIS

2. Variante de prédalles :

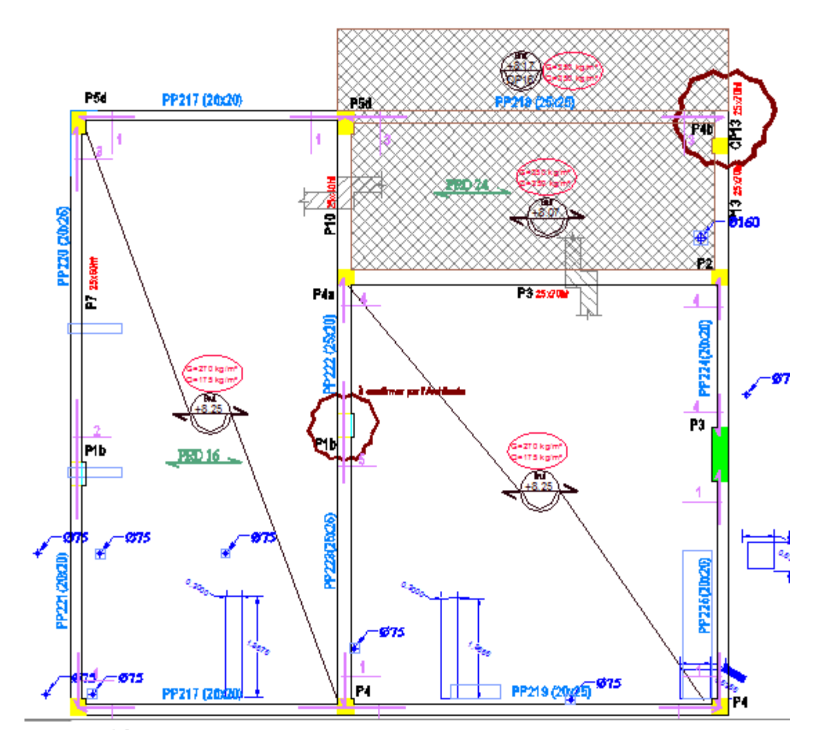


FIGURE 137: PLAN DES POUTRES EN BP PREFABRIQUEES POUR R+1

NOMENCLATURE DAS				NOMENCLATURE DAS			
Repère	Longueu	Section	Quantité	Repère	Longueur	Section	Quantité
PP217	4.74	(20x20)4T	2				
PP218	6.75	(25x25)5T	1				
PP219	6.75	(20x25)4T	1				
PP220	6.17	(20x25)4T	1				
PP221	4.03	(20x20)4T	1				
PP222	2.44	(25x20)5T	1				
PP223	4.94	(25x25)5T	1				
PP224	2.71	(20x20)4T	1				
PP225	4.10	(20x20)4T	1				

NOMENCLATURE CHAPEAUX					
Repère	Diamètre	Façonnage	Repère	Diamètre	Façonnage
1	2T16	20/130			
2	2T20	320			
3	2T16	20/180			
4	1T12	20/70			
5	2T20	230			

TABLEAU 64: CARACTERISTIQUES DES POUTRES PREFABRIQUEES PH R+1

SADET

PLAN DE PRECONISATION
DE POSE DES PREDALLES

CHANTIER : M.AVENUE

ENTREPRISE : T.G.C.C

N° CLIENT : 20T088	ARCHITECTE : ILLA / EL KASMI KHALID
DISTRIBUTEUR :	INGENIEUR CONSEIL : BET ARJITEC
BATIMENT :	N° PLAN BET :
NIVEAU : PL.H.1°ETAGE_JOINT 23_TRANCHE 1	BUREAU DE CONTROLE : VERITAS-CASA

HYPOTHESES DE PLANCHER

Repères	1	2	3						
Poids des cloisons (daN/m²)	75	0	0						
Autres charges permanentes (daN/m²)	195	350	350						
Charges d'exploitation (daN/m²)	175	350	350						
Epaisseur plancher (cm)	16	24	24						
Tenue au feu (heures)	0.5	0.0	0.5						

Résistance béton chantier 25 MPa	plots ronds	plots carrés	10 réservations

FIGURE 138: CARTOUCHE DE POSE DES PREDALLES 1ER ETAGE

RECAP.RENFORTS BARRES HA		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	73.00	16
8	6.90	3
10	3.80	2
14	3.80	5
Poids total = 26 kg (0.38 kg/m2)		

RECAPITULATIF CHAPEAUX		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	121.80	27
8	22.00	9
Poids total = 36 kg (0.53 kg/m2)		

COUTURES	
Désignation	Linéaire
grecques	117.25 m

RECAP.RENFORTS REPARTITION		
Diamètres	Longueurs	Poids
12	58.00	52
Poids total = 52 kg (0.77 kg/m2)		

RECAP. PANNEAUX INFERIEURS	
Désignation	Nombre
ST10	3
Poids total = 47 kg (0.69 kg/m2)	

RECAPITULATIF PREDALLES						
Repères	Armatures		Isolant	Ep. prédalle	Enrobage d'	Surface
	Long.	Transv.				
P1 a 1	F5			7	2.25	15.46 m2
P2 a 6	F5			6	1.7	52.48 m2
						67.94 m2

TABLEAU 65: ACIER AJOUTE SUR CHANTIER POUR LES PREDALLES DU PH R+1

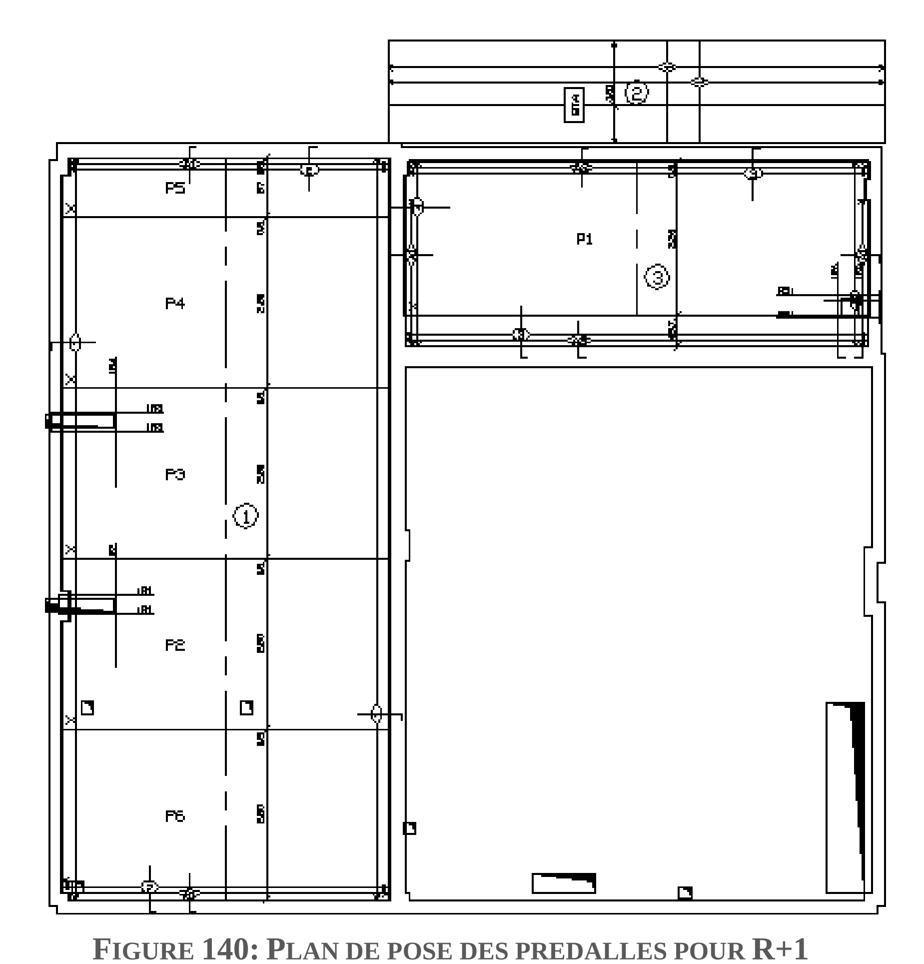


FIGURE 140: PLAN DE POSE DES PREDALLES POUR R+1

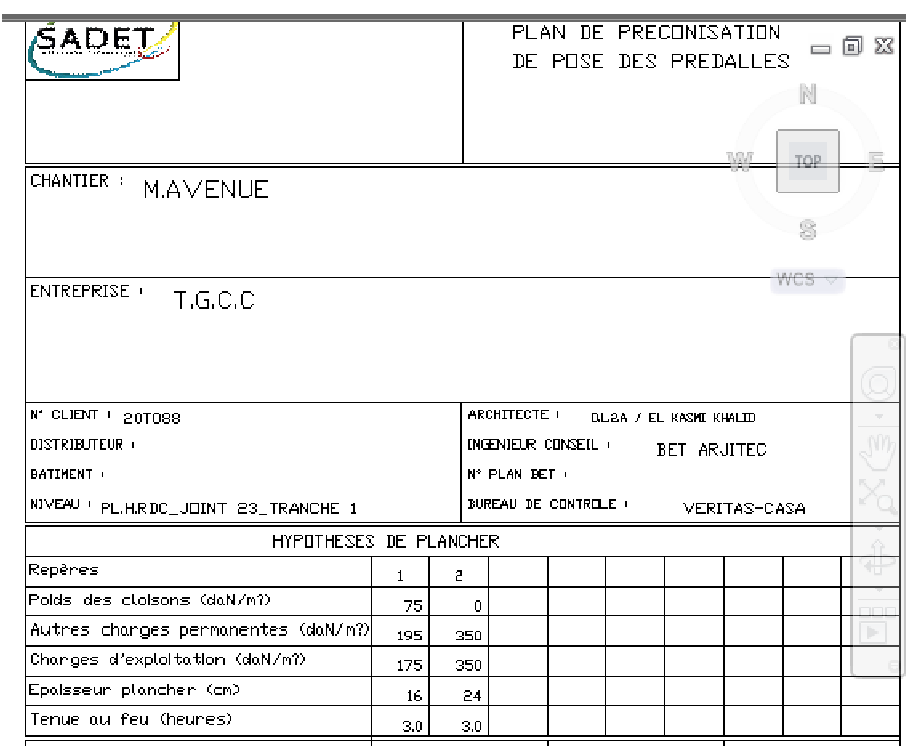
FIGURE 139: PLAN DES POUTRES PREFABRIQUEES PH RDC

Repère	Longueu	Section	Quantité		Repère	Longueur	Section	Quantité
PP210	4.74	(20x20)4T	1					
PP211	6.75	(20x25)4T	1					
PP212	4.44	(20x20)4T	1					
PP213	2.44	(25x20)5T	1					
PP214	4.86	(25x25)5T	1					
PP215	2.71	(20x20)4T	1					
PP216	4.10	(20x20)4T	1					

NOMENCLATURE CHAPEAUX

Repère	Diamètre	Façonnage		Repère	Diamètre	Façonnage
1	2T16	20/130				
2	2T20	320				
3	2T16	20/180				
4	1T12	20/70				
5	2T20	230				

TABLEAU 67: CARACTERISTIQUES DES POUTRES PREFABRIQUEES PH RDC


SADET

PLAN DE PRECONISATION
DE POSE DES PREDALLES

CHANTIER : M.AVENUE

ENTREPRISE : T.G.C.C

N° CLIENT : 20T088
DISTRIBUTEUR :
BATIMENT :
NIVEAU : PL.H.RDC_JOINT 23_TRANCHE 1

ARCHITECTE : DL2A / EL KASMI KHALID
INGENIEUR CONSEIL : BET ARJITEC
N° PLAN BET :
BUREAU DE CONTROLE : VERITAS-CASA

HYPOTHESES DE PLANCHER

Repères	1	2
Poids des cloisons (daN/m²)	75	0
Autres charges permanentes (daN/m²)	195	350
Charges d'exploitation (daN/m²)	175	350
Epaisseur plancher (cm)	16	24
Tenue au feu (heures)	3.0	3.0

TABLEAU 66: CARTOUCHE DU PLAN DE POSE POUR PREDALLES JOINT 23 PH RDC

RECAPITULATIF PREDALLES						
Repères	Armatures		Isolant	Ep.	Enrobage	Surface
	Long.	Transv.		prédalle	d'	
P1 a 1	F5			7	2.25	14.92 m2
P2 a 6	F5			6	1.7	51.82 m2
						66.74 m2

COUTURES	
Désignation	Linéaire
grecques	116.80 m

ARMATURES SUR JOINTS			
Famille	Type	Espt	Nbre
FeE500	HA6 x 0.80	33	60
Linéaire de renforts sur joints = 19.2 m			
Poids total = 11 kg (0.16 kg/m2)			

RECAPITULATIF CHAPEAUX		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	100.50	22
8	18.90	7
Poids total = 29 kg (0.43 kg/m2)		

RECAP.RENFORTS BARRES HA		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	54.80	12
8	3.70	1
10	7.40	5
12	3.40	3
Poids total = 21 kg (0.31 kg/m2)		

RECAP. RENFORTS FEU		
Diamètres	Longueurs	Poids
12	486.00	432
16	146.00	230
Poids total = 662 kg (9.92 kg/m2)		

TABLEAU 68: ACIER A AJOUTER SUR CHANTIER POUR PREDALLES PH RDC

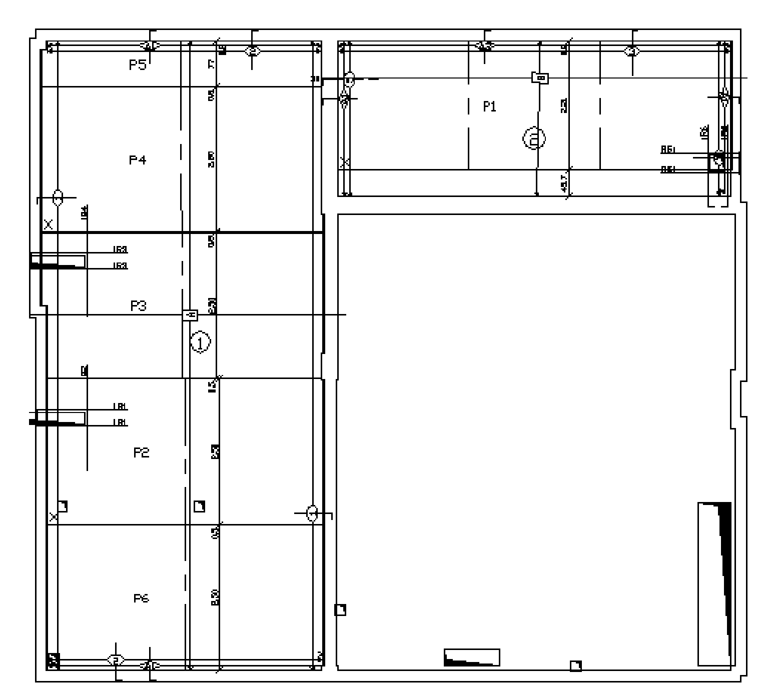


FIGURE 141: PLAN DE POSE DES PREDALLES JOINT 23 PH RDC

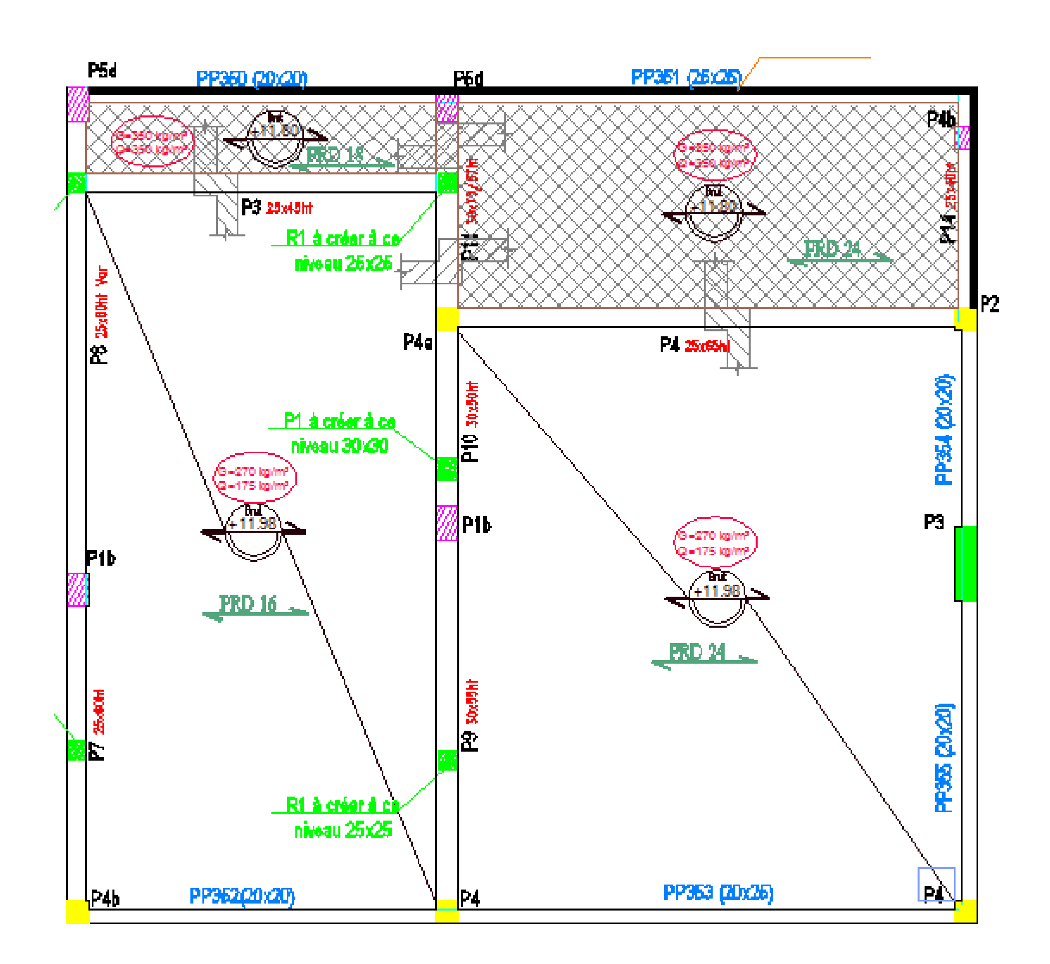
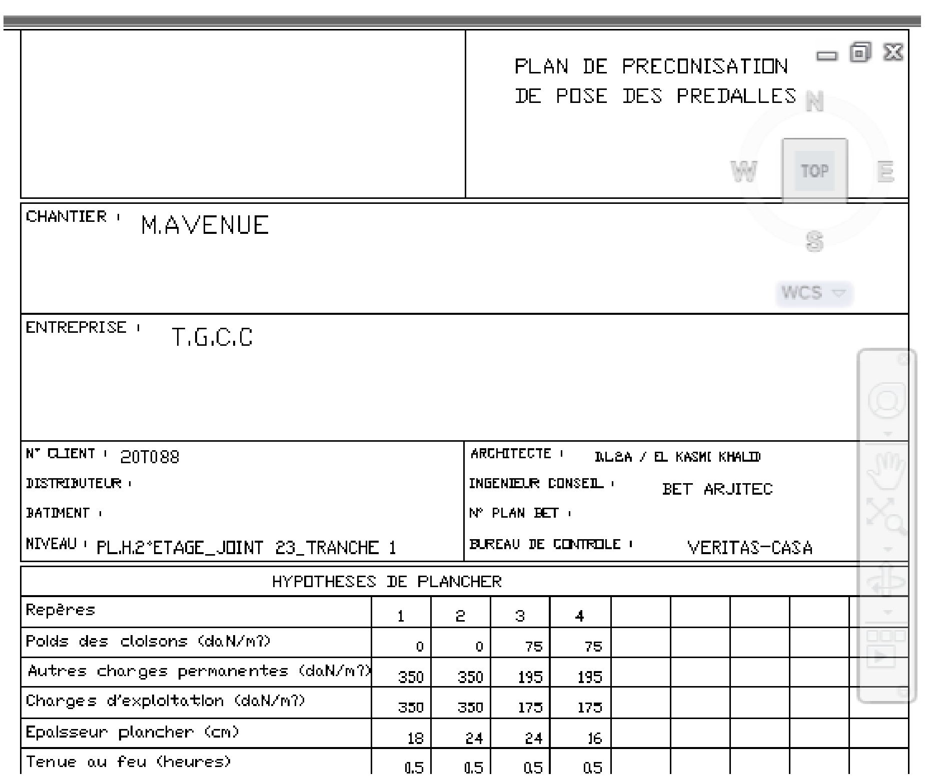


FIGURE 142: PLAN DE POSE POUTRES EN BP PREFABRIQUEES JOINT 23 PH R+2



PLAN DE PRECONISATION DE POSE DES PREDALLES

CHANTIER : M.AVENUE

ENTREPRISE : T.G.C.C

N° CLIENT : 20T088
DISTRIBUTEUR :
BATIMENT :
NIVEAU : PL.H.2°ETAGE_JOINT 23_TRANCHE 1

ARCHITECTE : ALSA / EL KASMI KHALID
INGENIEUR CONSEIL : BET ARJITEC
N° PLAN BET :
BUREAU DE CONTROLE : VERITAS-CASA

HYPOTHESES DE PLANCHER

Repères	1	2	3	4
Poids des cloisons (daN/m²)	0	0	75	75
Autres charges permanentes (daN/m²)	350	350	195	195
Charges d'exploitation (daN/m²)	350	350	175	175
Epaisseur plancher (cm)	18	24	24	16
Tenue au feu (heures)	0.5	0.5	0.5	0.5

TABLEAU 69:CARTOUCHE DU PLAN DE POSE DES PREDALLES JOINT 23 PH R+2

RECAPITULATIF PREDALLES						
Repères	Armatures		Isolant	Ep.	Enrobage	Surface
	Long.	Transv.		prédalle	d'	
P1 a 6	F5			7	2.25	72.56 m2
P7 a 11	F5			6	1.7	50.81 m2
						123.37 m2

RECAP.RENFORTS BARRES HA		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	147.00	33
8	5.10	2
14	4.30	5
Poids total = 40 kg (0.32 kg/m2)		

RECAPITULATIF CHAPEAUX		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	152.60	34
8	43.00	17
12	90.00	80
Poids total = 131 kg (1.06 kg/m2)		

ARMATURES SUR JOINTS				
	Famille	Type	Espt	Nbre
Courantes	FeE500	HA6 x 0.80	25	112
Autres (voir plan)	FeE500	HA6 x 0.80	33	45
Linéaire de renforts sur joints = 41.7 m				
Poids total = 28 kg (0.23 kg/m2)				

COUTURES	
Désignation	Linéaire
grecques	199.88 m

TABLEAU 70: ACIER A AJOUTER SR CHANTIER POUR PREDALLES PH R+2

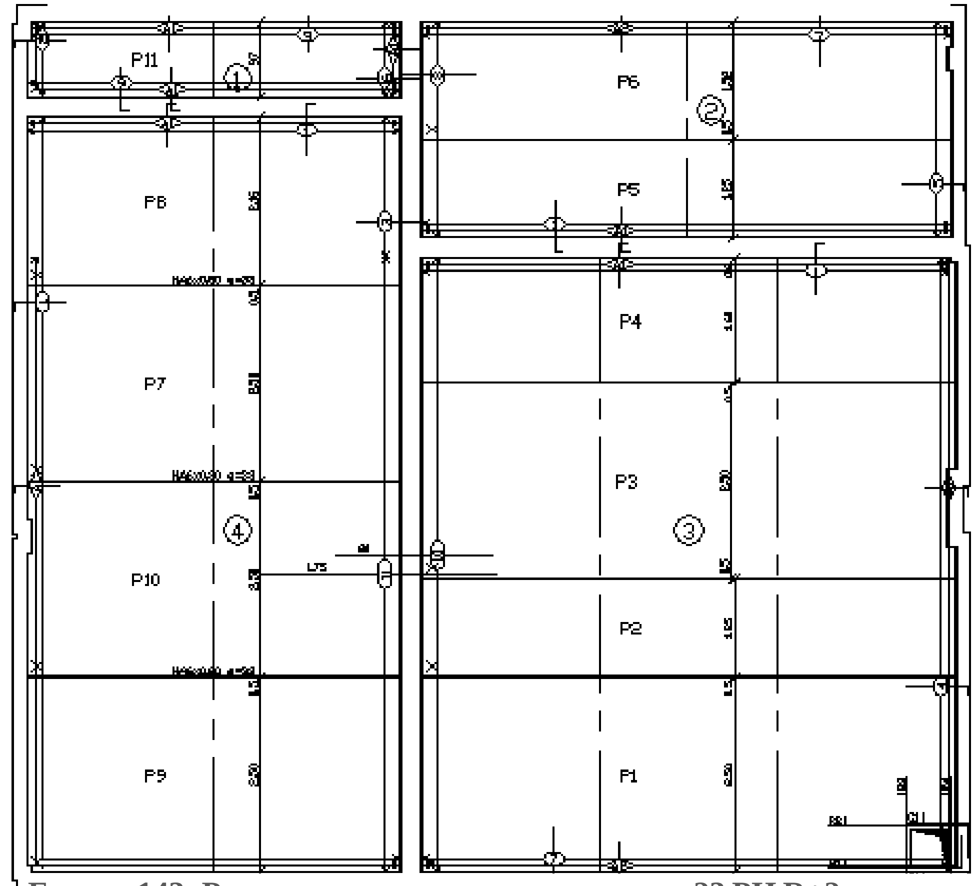


FIGURE 143: PLAN DE POSE DES PREDALLES JOINT 23 PH R+2

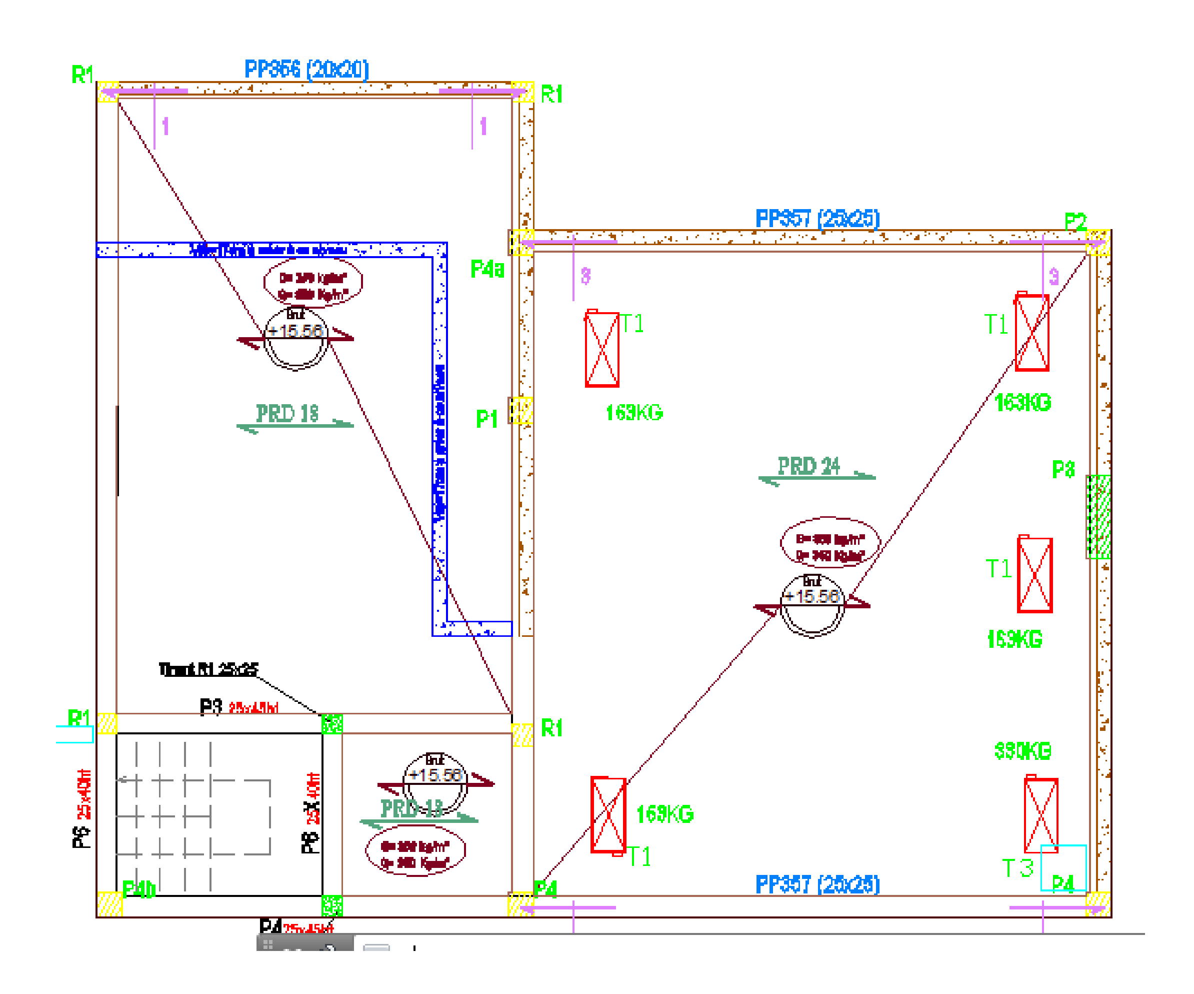
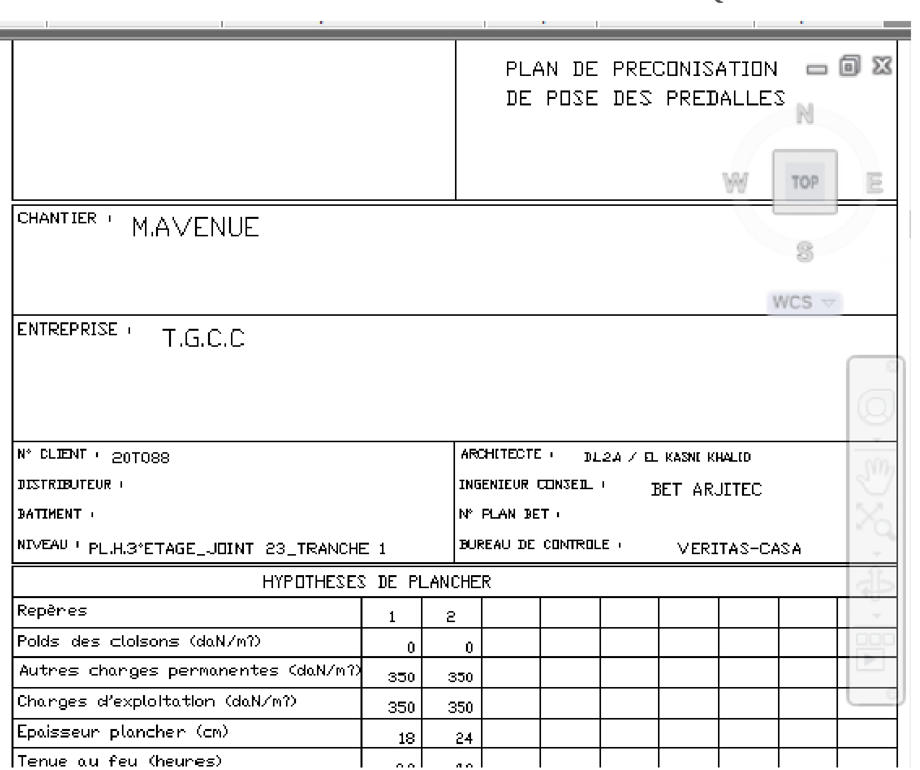


FIGURE 144: PLAN DE POSE DES POUTRES EN BP PREFABRIQUEES JOINT 23 PH R+3



PLAN DE PRECONISATION
DE POSE DES PREDALLES

CHANTIER : M.AVENUE

ENTREPRISE : T.G.C.C

N° CLIENT : 20T088	ARCHITECTE : DL2A / EL KASNI KHALID
DISTRIBUTEUR :	INGENIEUR CONSEIL : BET ARJITEC
BATIMENT :	N° PLAN BET :
NIVEAU : PL.H.3°ETAGE_JOINT 23_TRANCHE 1	BUREAU DE CONTROLE : VERITAS-CASA

HYPOTHESES DE PLANCHER

Repères	1	2							
Poids des cloisons (daN/m²)	0	0							
Autres charges permanentes (daN/m²)	350	350							
Charges d'exploitation (daN/m²)	350	350							
Epaisseur plancher (cm)	18	24							
Tenue au feu (heures)	[illegible]	[illegible]							

TABLEAU 71 :CARTOUCHE DU PLAN DE POSE DES PREDALLES JOINT 23 PH R+3

RECAPITULATIF PREDALLES						
Repères	Armatures		Isolant	Ep.	Enrobage	Surface
	Long.	Transv.		prédalle	d'	
P1 a 4	F5			7	2.25	53.02 m2
P5 a 11	F5			6	1.7	50.21 m2
						103.23 m2

RECAP.RENFORTS REPARTITION		
Diamètres	Longueurs	Poids
8	47.90	19
Poids total = 19 kg (0.18 kg/m2)		

RECAPITULATIF CHAPEAUX		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	102.00	23
8	58.00	23
12	151.90	135
Poids total = 181 kg (1.75 kg/m2)		

RECAP.RENFORTS BARRES HA		
Diamètres	Longueurs	Poids
6	139.30	31
8	1.70	1
10	2.00	1
12	8.20	7
Poids total = 40 kg (0.39 kg/m2)		

ARMATURES SUR JOINTS				
	Famille	Type	Espt	Nbre
Courantes	FeE500	HA6 x 0.80	33	52
Autres (voir plan)	FeE500	HA6 x 0.80	25	81
Linéaire de renforts sur joints = 36.9 m				
Poids total = 24 kg (0.23 kg/m2)				

COUTURES	
Désignation	Linéaire
grecques	174.08 m

TABLEAU 72: ACIER A AJOUTER SUR CHANTIER POUR PREDALLES PH R+3

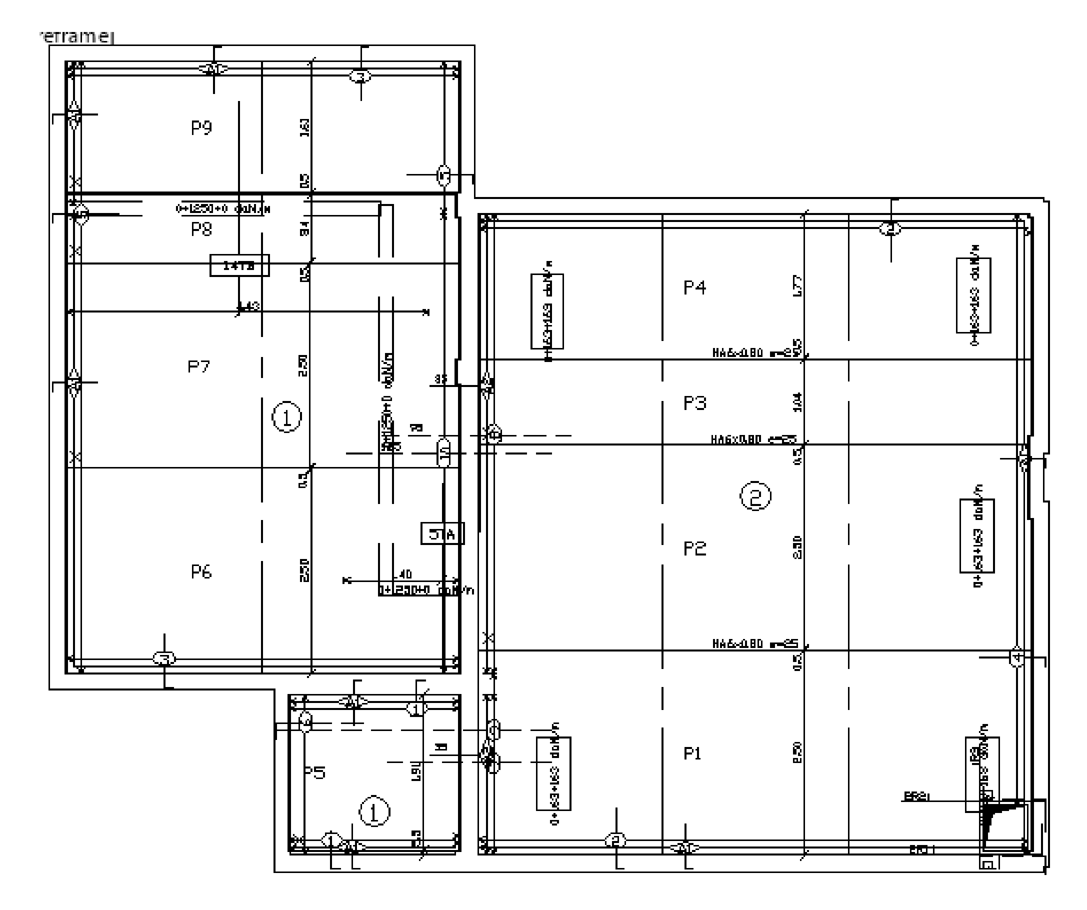


FIGURE 145: PLAN DE POSE DES PREDALLES JOINT 23 PH R+3

3. Dalle pleine :

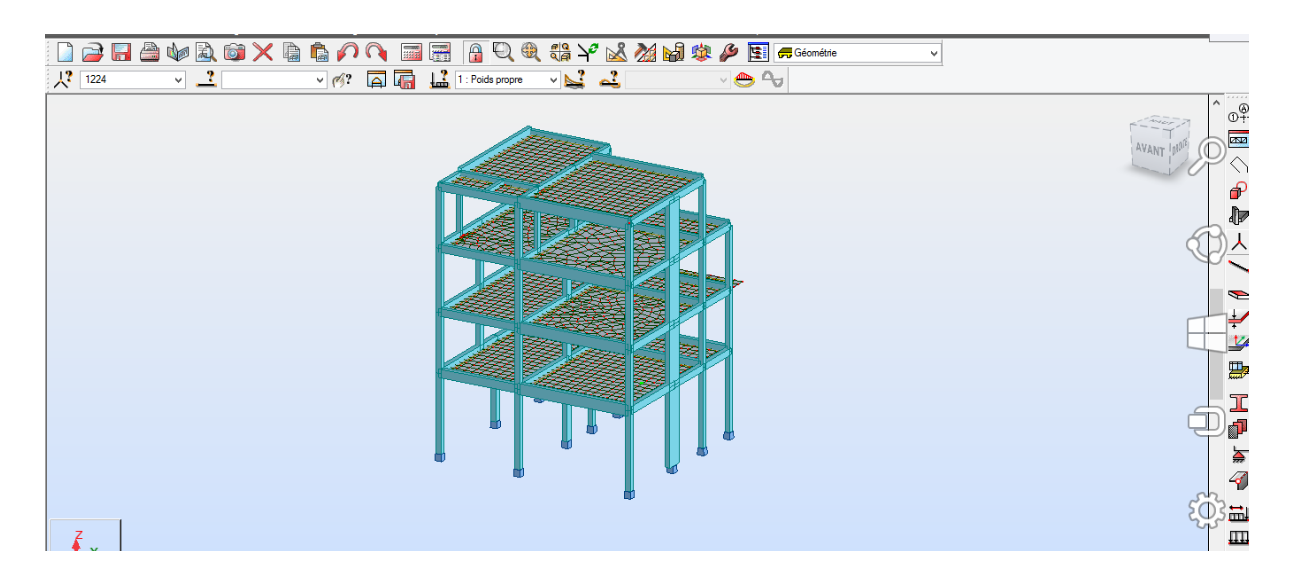


FIGURE 146: MODELISATION DU JOINT 23 EN DALLE PLEINE SUR AUTODESK ROBOT

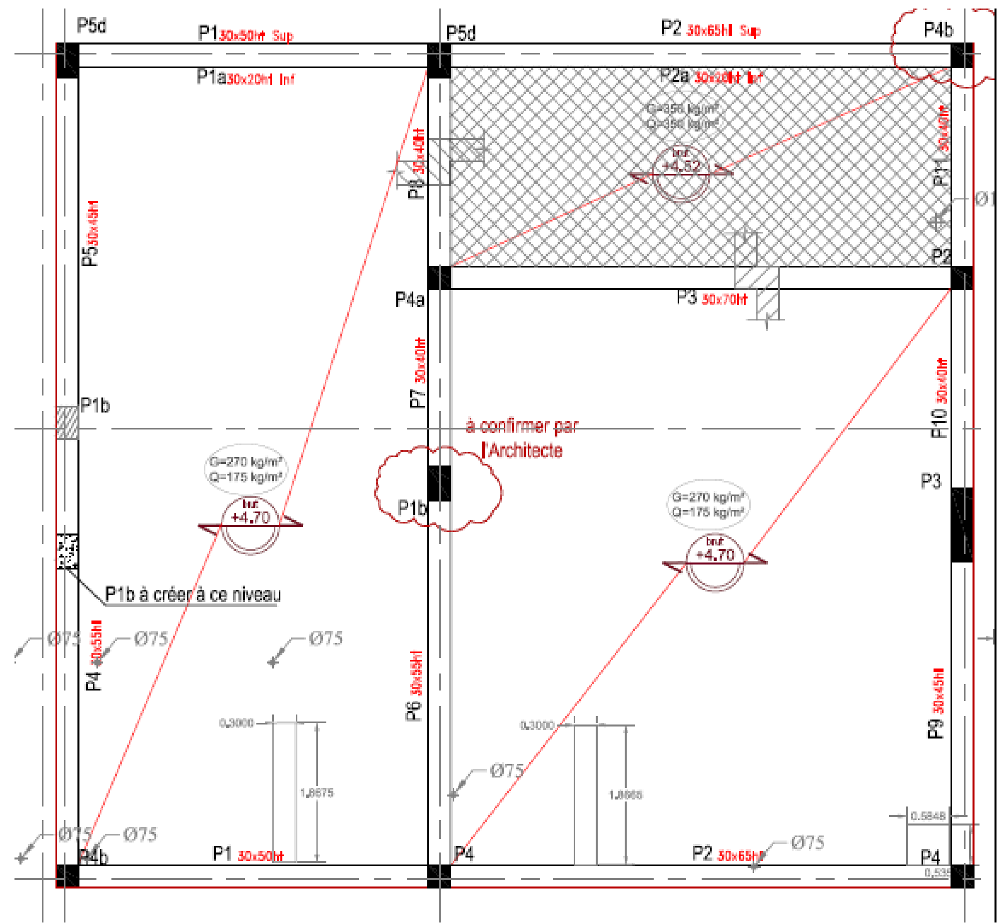


FIGURE 147: PLAN DE COFFRAGE DALLE PLEINE JOINT 23 PH RDC

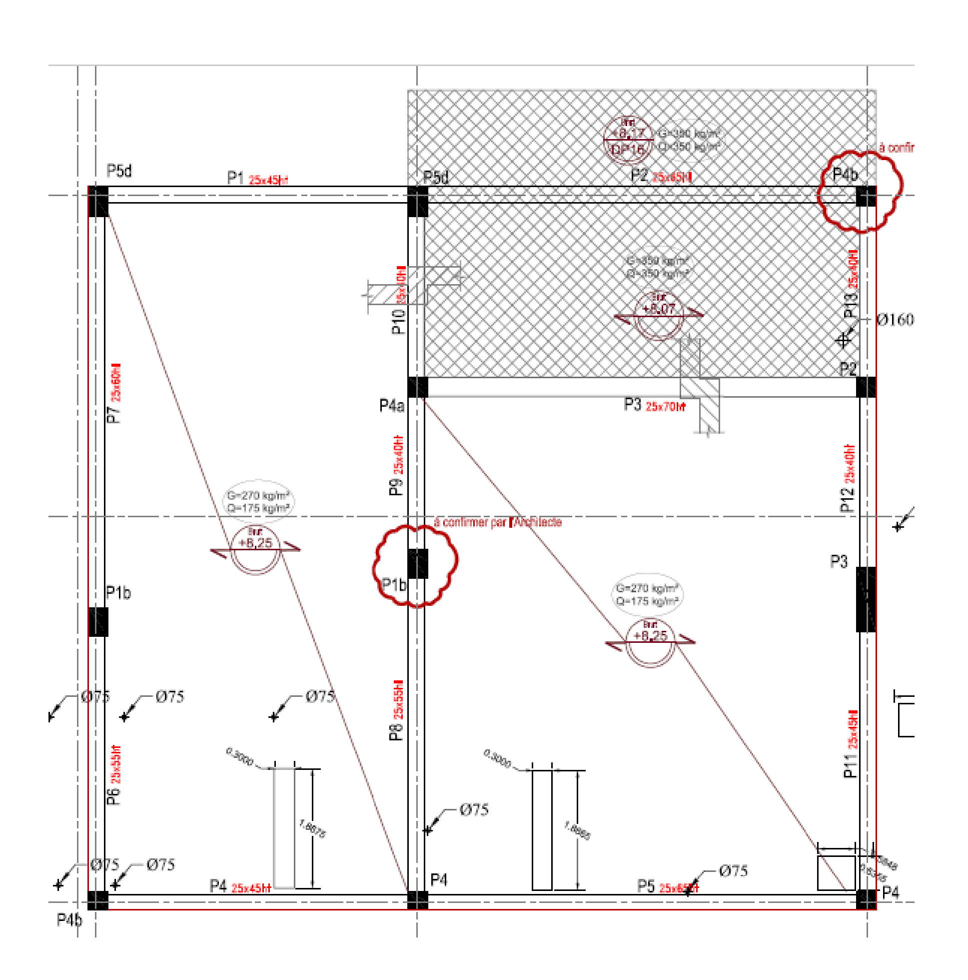


FIGURE 148: PLAN DE COFFRAGE DALLE PLEINE JOINT 23 PH R+1

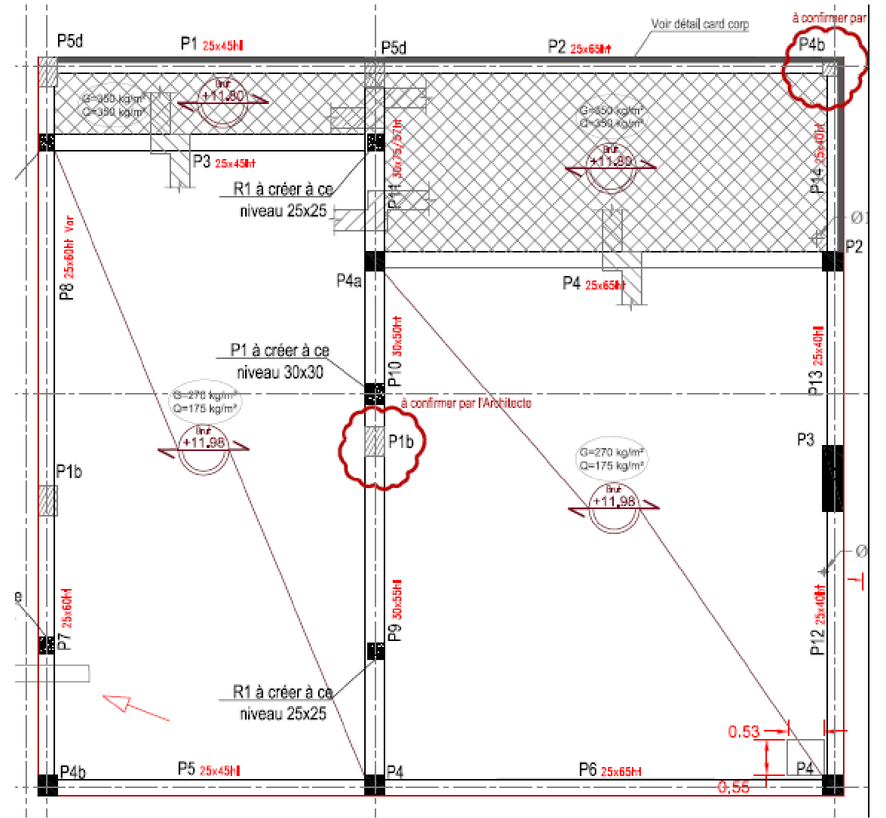


FIGURE 149: PLAN DE COFFRAGE DALLE PLEINE JOINT 23 PH R+2

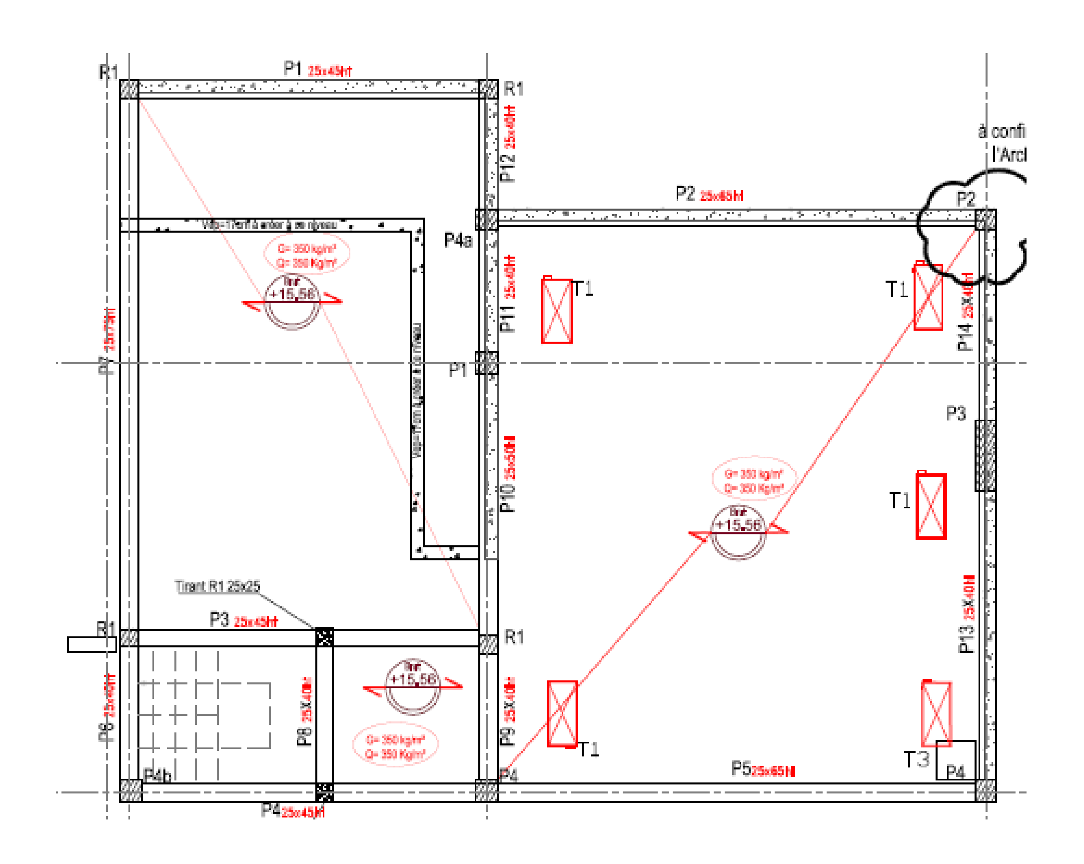


Figure 150: Plan de coffrage dalle pleine joint 23 PH R+3

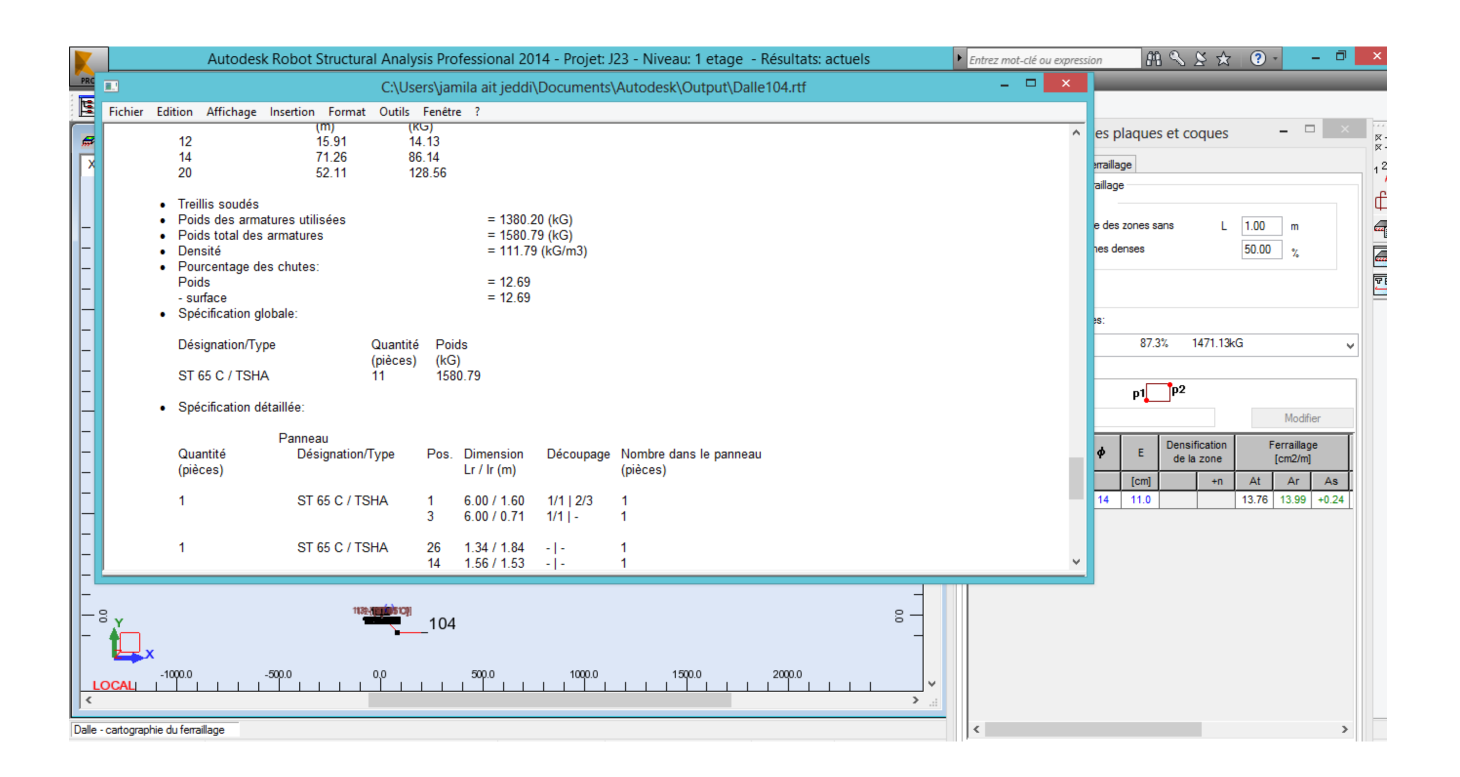


Figure 151: Exemple de note de calcul donne par Autodeck Robot

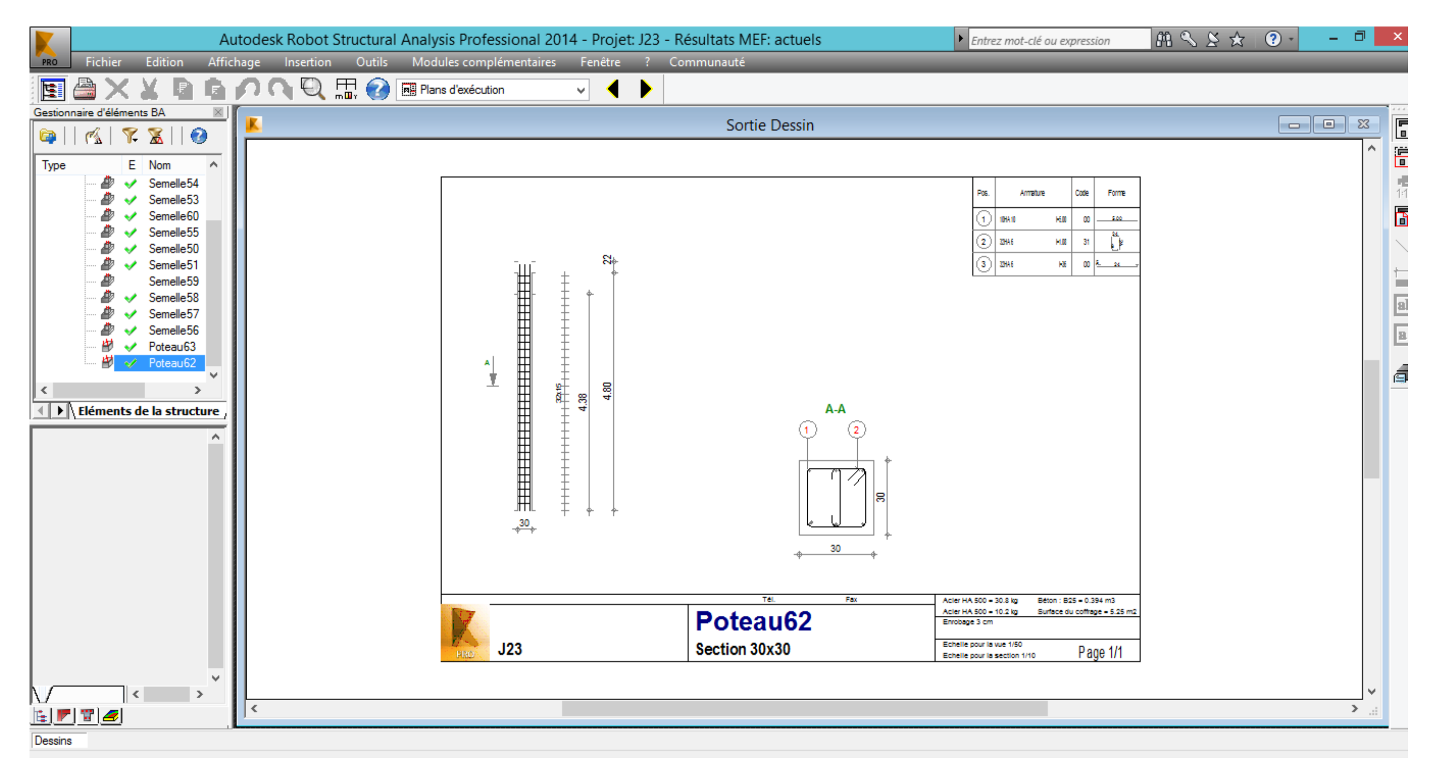


FIGURE 152: EXEMPLE DE DETAIL D'UN POTEAU DONNE PAR AUTODESK ROBOT

4. Dalle alvéolée :

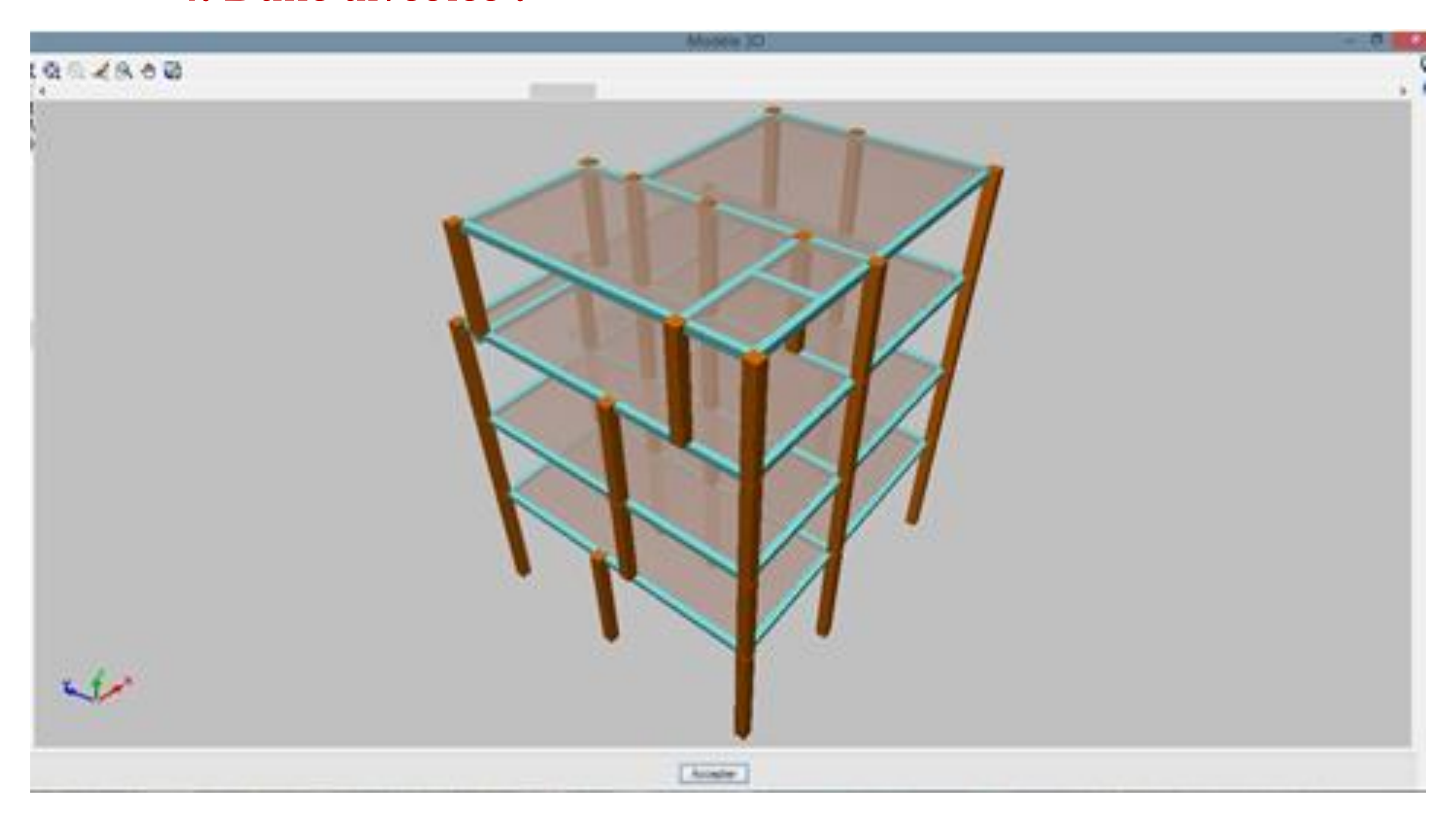
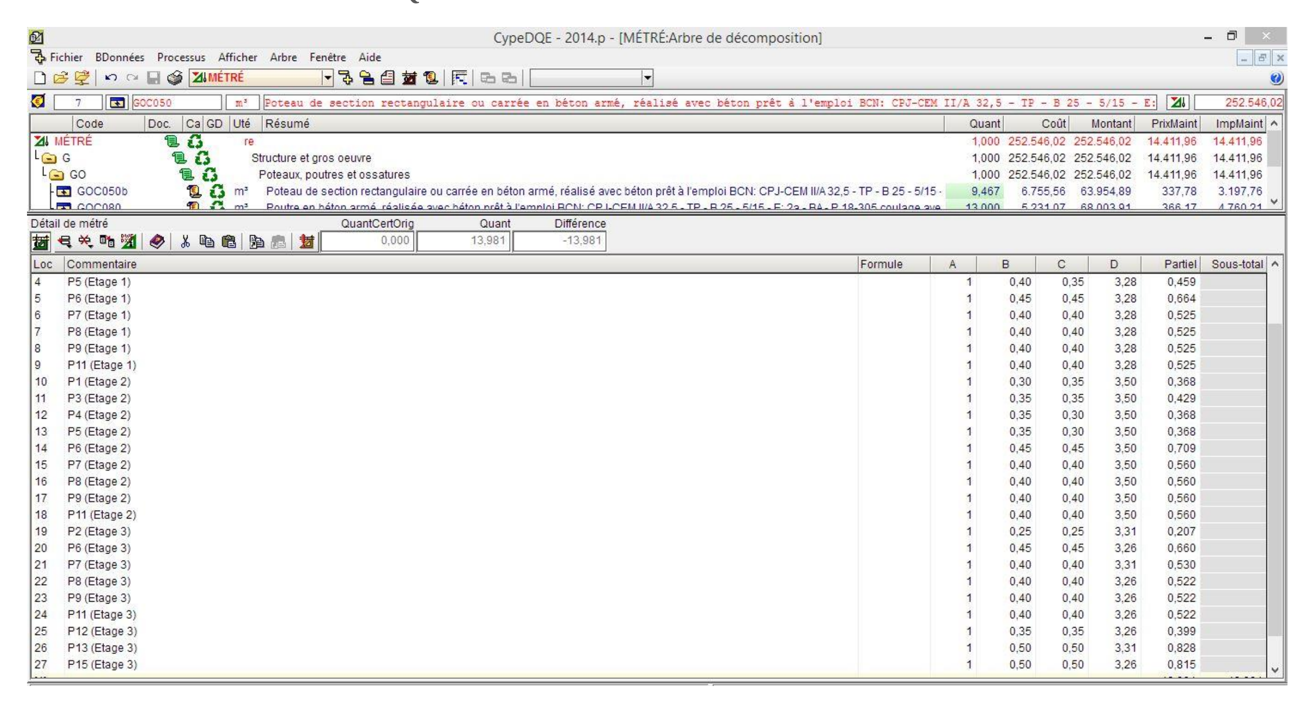


FIGURE 153: MODELISATION DE LA VARIANTE EN DALLE ALVEOLEE SUR CYPECAD

FIGURE 155: CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE EN DALLE ALVEOLAIRE



Code	Doc.	Ca	GD	Uté	Résumé	Quant	Coût	Montant	PrixMaint	ImpMaint
MÉTRÉ				re		1,000	252.546,02	252.546,02	14.411,96	14.411,96
G					Structure et gros oeuvre	1,000	252.546,02	252.546,02	14.411,96	14.411,96
GO					Poteaux, poutres et ossatures	1,000	252.546,02	252.546,02	14.411,96	14.411,96
GOC050b				m³	Poteau de section rectangulaire ou carrée en béton armé, réalisé avec béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 25 - 5/15 -	9,467	6.755,56	63.954,89	337,78	3.197,76

Loc	Commentaire	Formule	A	B	C	D	Partiel	Sous-total
4	P5 (Etage 1)		1	0,40	0,35	3,28	0,459	
5	P6 (Etage 1)		1	0,45	0,45	3,28	0,664	
6	P7 (Etage 1)		1	0,40	0,40	3,28	0,525	
7	P8 (Etage 1)		1	0,40	0,40	3,28	0,525	
8	P9 (Etage 1)		1	0,40	0,40	3,28	0,525	
9	P11 (Etage 1)		1	0,40	0,40	3,28	0,525	
10	P1 (Etage 2)		1	0,30	0,35	3,50	0,368	
11	P3 (Etage 2)		1	0,35	0,35	3,50	0,429	
12	P4 (Etage 2)		1	0,35	0,30	3,50	0,368	
13	P5 (Etage 2)		1	0,35	0,30	3,50	0,368	
14	P6 (Etage 2)		1	0,45	0,45	3,50	0,709	
15	P7 (Etage 2)		1	0,40	0,40	3,50	0,560	
16	P8 (Etage 2)		1	0,40	0,40	3,50	0,560	
17	P9 (Etage 2)		1	0,40	0,40	3,50	0,560	
18	P11 (Etage 2)		1	0,40	0,40	3,50	0,560	
19	P2 (Etage 3)		1	0,25	0,25	3,31	0,207	
20	P6 (Etage 3)		1	0,45	0,45	3,26	0,660	
21	P7 (Etage 3)		1	0,40	0,40	3,31	0,530	
22	P8 (Etage 3)		1	0,40	0,40	3,26	0,522	
23	P9 (Etage 3)		1	0,40	0,40	3,26	0,522	
24	P11 (Etage 3)		1	0,40	0,40	3,26	0,522	
25	P12 (Etage 3)		1	0,35	0,35	3,26	0,399	
26	P13 (Etage 3)		1	0,50	0,50	3,31	0,828	
27	P15 (Etage 3)		1	0,50	0,50	3,26	0,815	

FIGURE 156: METRE POTEAUX SUR CYPECAD

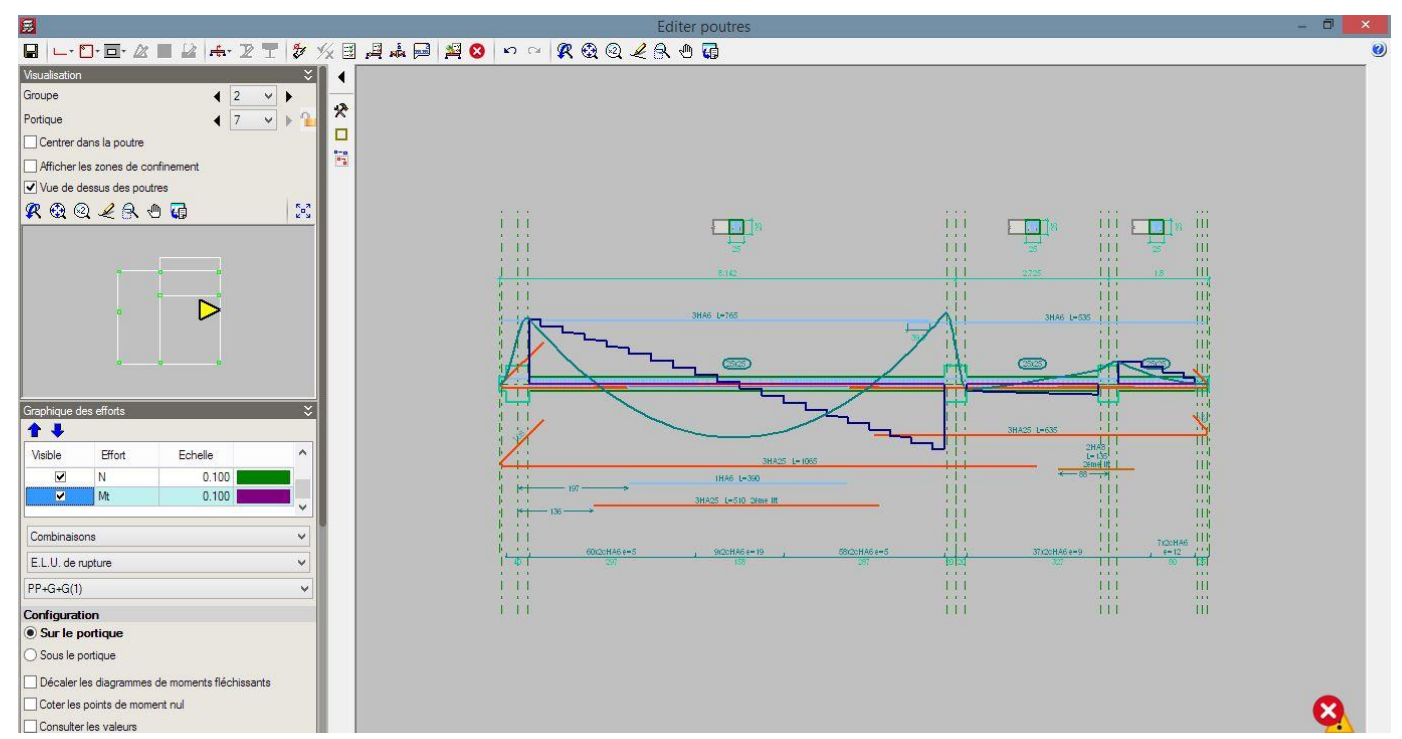


FIGURE 157: DETAIL POUTRE SUR CYPECAD

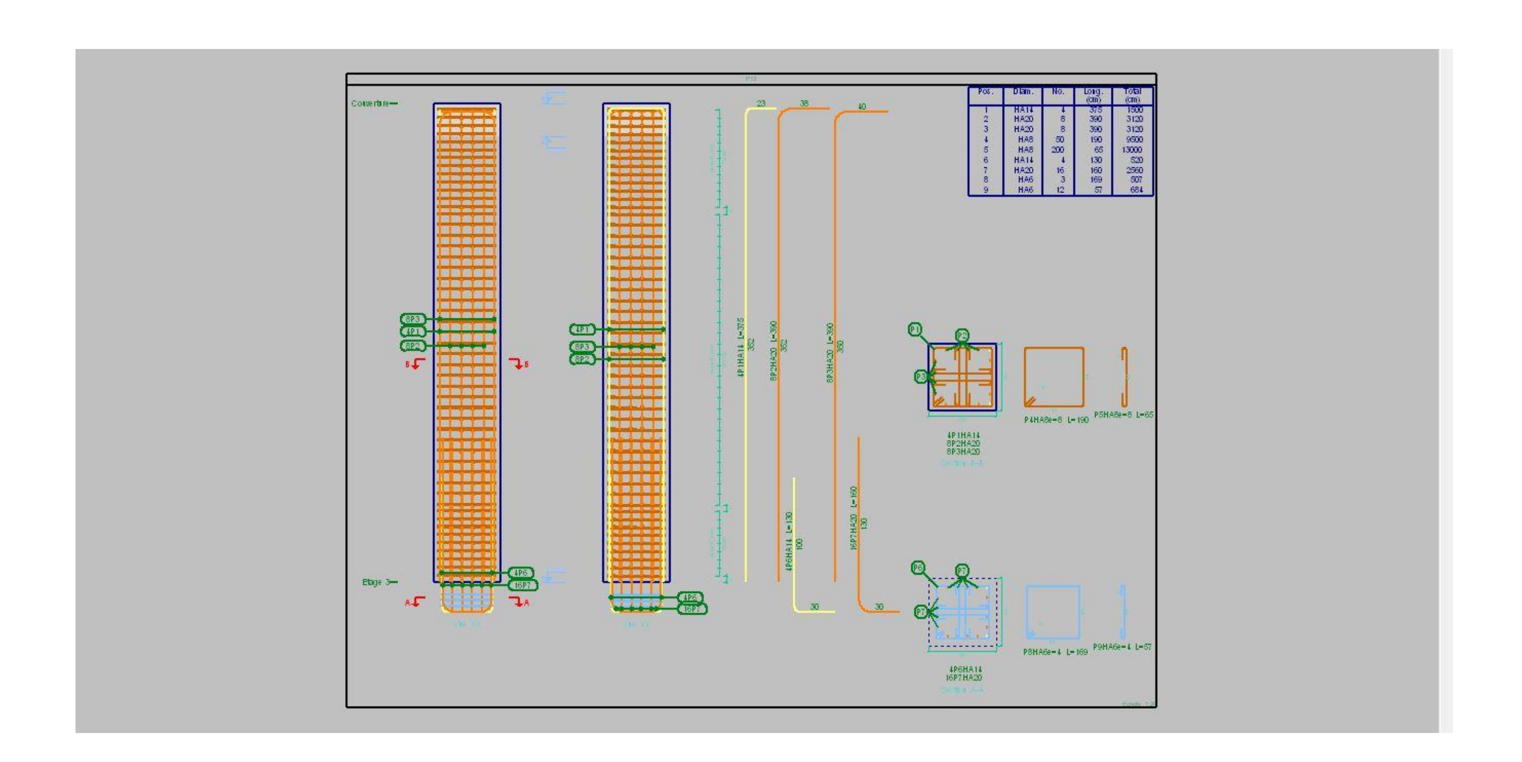


FIGURE 158: DETAIL POTEAU SUR CYPECAD

5. Dalle en post-tension

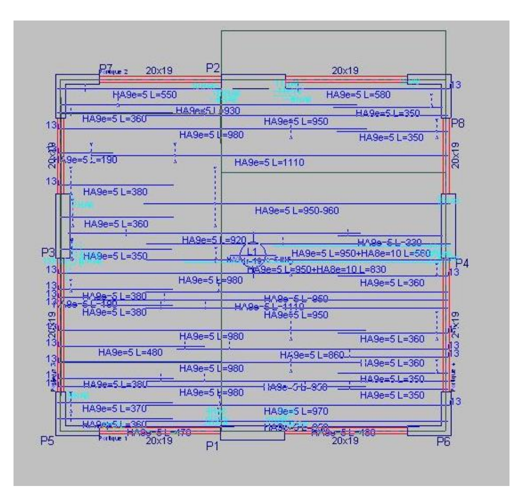


FIGURE 159: MODELISATION DU JOINT 23 EN DALLE POST-TENSION SUR CYPECAD

Matériaux:

Béton: B25

Acier: Fe E500

	Type	A.inf. kg	A.sup. kg	A.cad. kg	Total kg	HA10 kg	HA12 kg	HA14 kg	HA16 Kg	V.béton m³
Etage 1 *Portique 1 1(P5-P1)	Plate	4.7		69.8	74.5	4.7		69.8		0.189
2(P1-P6)	Plate	13.0	33.0	70.7	116.7		13.0	70.7	33.0	0.190
Total Portique 1		17.7	33.0	140.5	191.2	4.7	13.0	140.5	33.0	0.379
*Portique 2 1(P7-P2)	Plate			69.8	69.8			69.8		0.189
2(P2-P8)	Plate	13.1	32.9	69.8	115.8	13.1		69.8	32.9	0.189
Total Portique 2		13.1	32.9	139.6	185.6	13.1		139.6	32.9	0.378
*Portique 3 1(P5-P3)	Plate	11.7	24.9	77.1	113.7	11.7		77.1	24.9	0.203
2(P3-P7)	Plate		4.2	44.1	48.3		4.2	44.1		0.135
Total Portique 3		11.7	29.1	121.2	162.0	11.7	4.2	121.2	24.9	0.338
*Portique 4 1(P6-P4)	Plate	11.7	24.9	77.1	113.7	11.7		77.1	24.9	0.203
2(P4-P8)	Plate		4.7	44.1	48.8		4.7	44.1		0.135
Total Portique 4		11.7	29.6	121.2	162.5	11.7	4.7	121.2	24.9	0.338
Total Etage 1		54.2	124.6	522.5	701.3	41.2	21.9	522.5	115.7	1.433

TABLEAU 73: EXEMPLE DU METRE DES POUTRES DONNE PAR CYPECAD POUR LE JOIN23 EN POST-TENSION

6. Dalle Réticulée

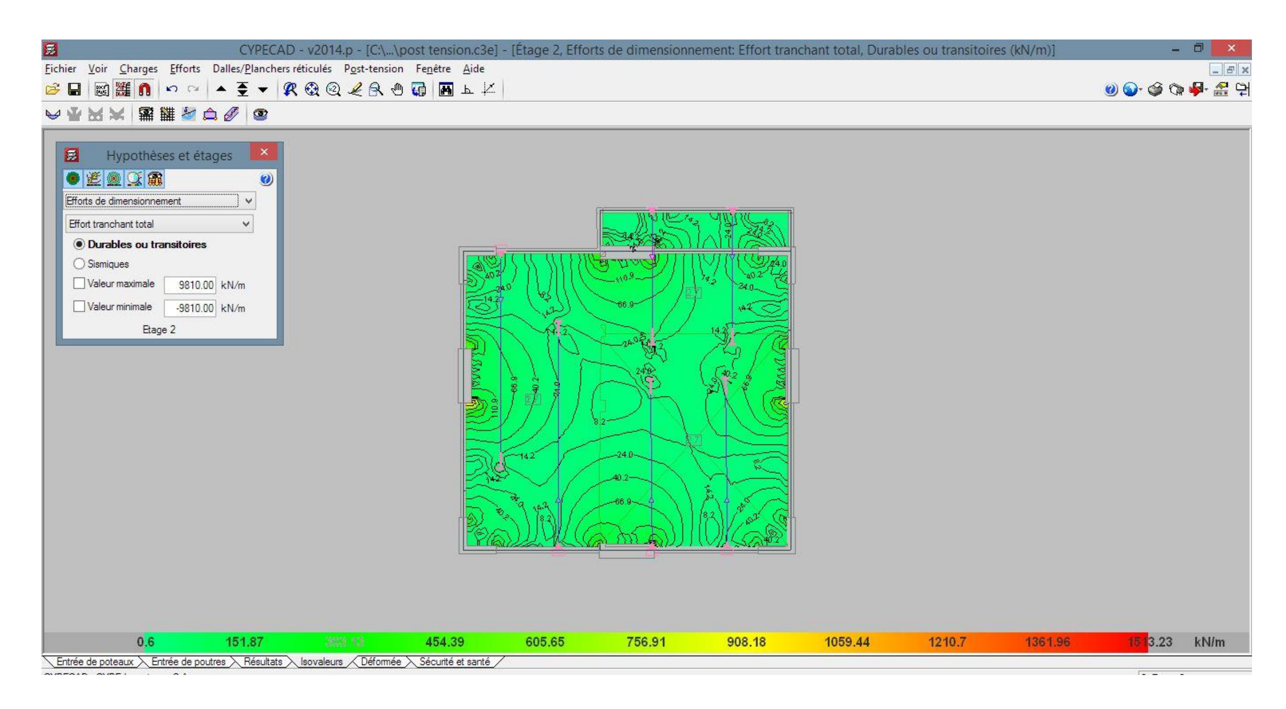


FIGURE 161: JOINT 23 EN DALLE POST-TENSION SUR CYPECAD(EFFORTS)

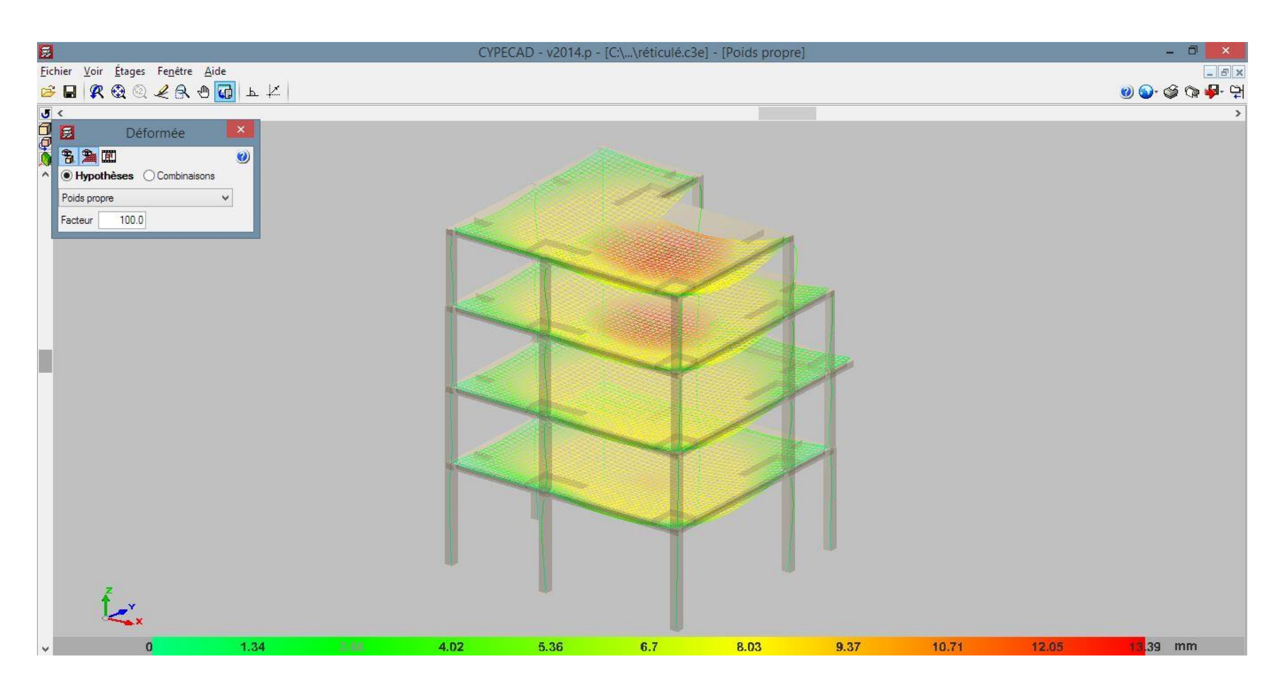


FIGURE 160: EFFET DU POIDS PROPRE SUR LE JOINT 23 EN DALLE RETICULEE

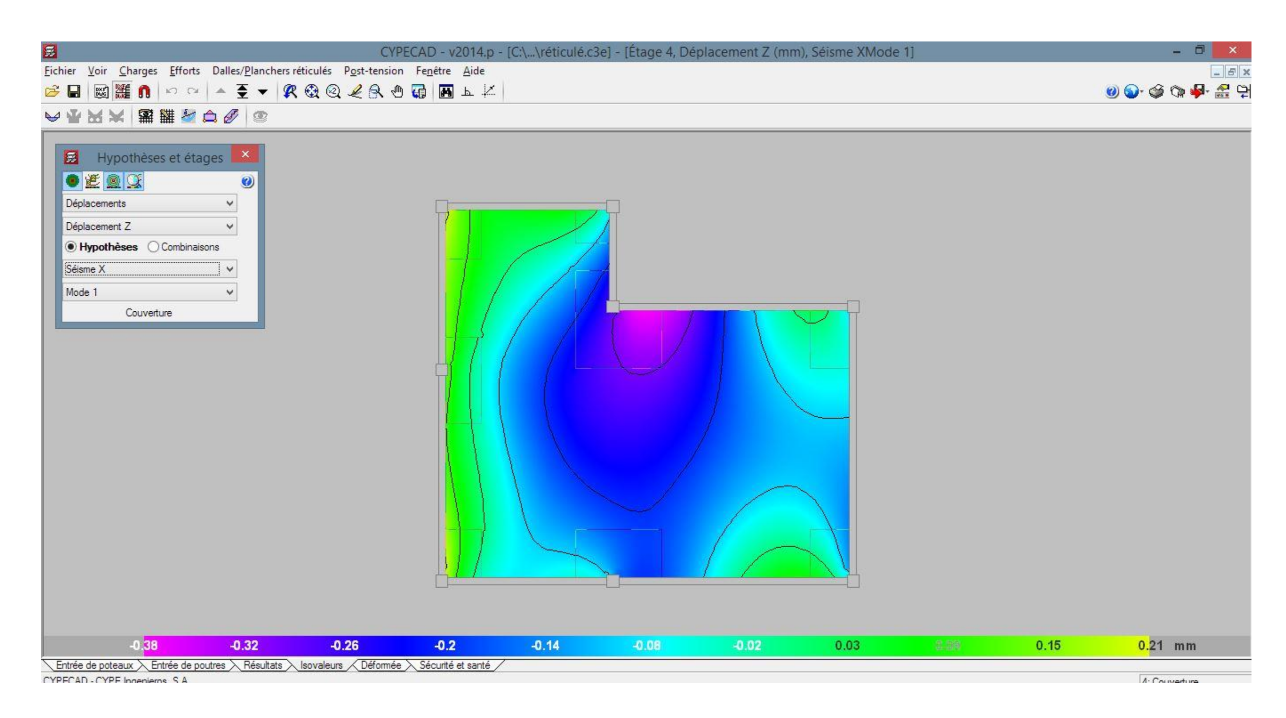


FIGURE 162: COMPORTEMENT DU JOINT 23 E DALLE RETICULEE SUR CYPECAD

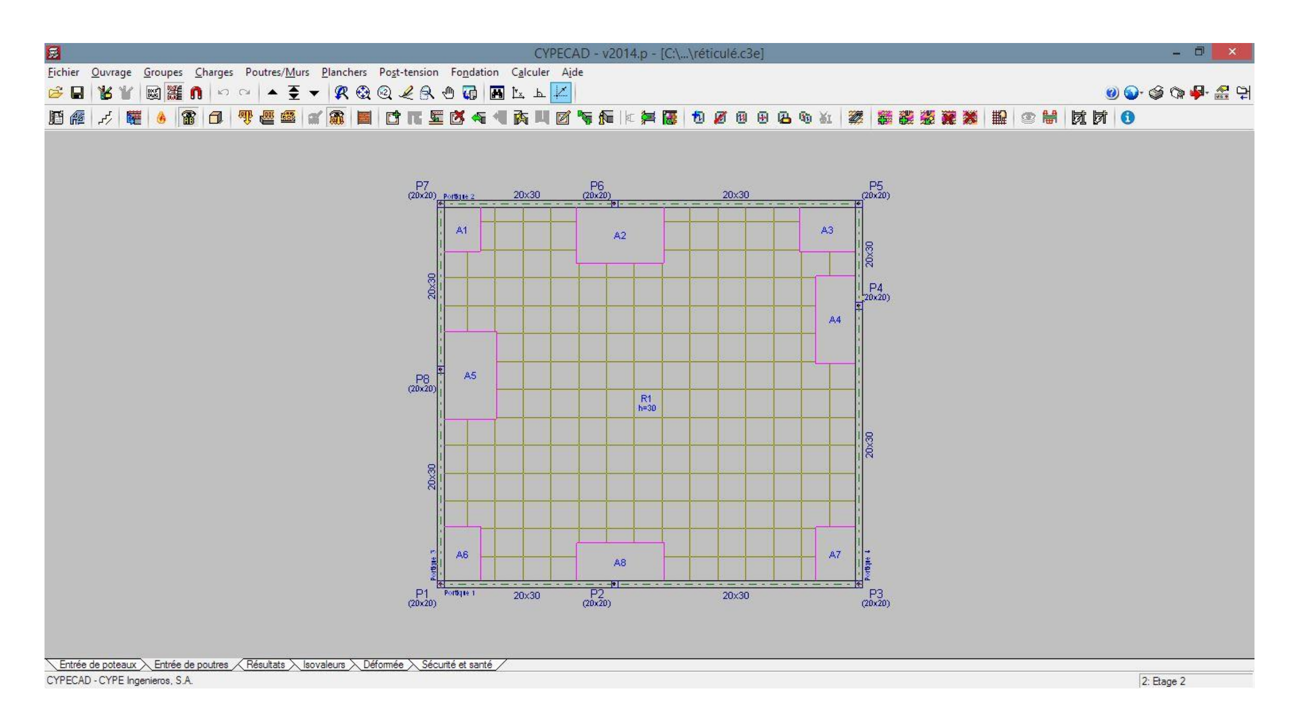


FIGURE 163: MODELISATION DU JOINT 23 EN DALLE RETICULEE SUR CYPECAD